



Centro Universitário de Brasília – UniCEUB
Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas – FATECS
Curso de Engenharia Civil

GABRIELA DE ATHAYDE DUBOC BAHIA

ANÁLISE DO DESEMPENHO DE FUNDAÇÕES DURANTE A CONSTRUÇÃO DE EDIFÍCIO LOCALIZADO NO DF

Brasília-DF
2013

GABRIELA DE ATHAYDE DUBOC BAHIA

ANÁLISE DO DESEMPENHO DE FUNDAÇÕES DURANTE A CONSTRUÇÃO DE EDIFÍCIO LOCALIZADO NO DF

Trabalho de conclusão de curso
apresentado ao Centro Universitário
de Brasília (UniCEUB), como
exigência final para obtenção do
título de graduação em Engenharia
Civil



Orientadora: Prof. (a) Dr. (a) Neusa
Maria B. Mota

Brasília
2013

GABRIELA DE ATHAYDE DUBOC BAHIA

ANÁLISE DO DESEMPENHO DE FUNDAÇÕES DURANTE A CONSTRUÇÃO DE EDIFÍCIO LOCALIZADO NO DF

Monografia apresentada ao Centro
Universitário de Brasília (UniCEUB),
como exigência final para obtenção
do título de graduação em
Engenharia Civil

Orientadora: Prof. (a) Dr. (a) Neusa
Maria B. Mota

Brasília, ____ de _____ de 2013

Banca Examinadora

Prof. (a):
Orientador(a)

Prof.(a):
Examinador (a)

Prof. (a):
Examinador (a)

Dedico esta monografia a Deus por estar sempre presente em minha vida, guiando meus passos e me dando força para seguir em frente.

À minha família pelo apoio, amor, incentivo e cumplicidade que sempre depositaram em mim.

À minha orientadora pela paciência, dedicação, ensinamento e amizade dedicados para a elaboração desta monografia.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pelas oportunidades que me foram concedidas, pela perseverança e fé que nos momentos de cansaço e dificuldade foram essenciais para a conclusão deste trabalho.

Agradeço aos meus pais Jorge Wilton Duboc Bahia e Mary Ana de Athayde Duboc Bahia que não me deram tudo o que queriam, mas deram tudo o que tinham para que eu conseguisse realizar todos os meus sonhos.

A minha irmã Carolina de Athayde Duboc Bahia pelo seu apoio, amor e companhia nos momentos de estudo.

A minha avó Olga Duboc por me convidar para almoçar todos os dias em sua casa, o que me permitiu maior tempo de dedicação ao meu trabalho.

Ao meu namorado Pedro Luís Telles de Moraes pelo companheirismo e carinho concedidos durante grande parte desse processo.

Agradeço a minha professora e orientadora Neusa Maria Bezerra Mota pelo ensinamento, paciência, amizade e incentivo ao longo de toda essa jornada.

Aos professores Paulo Albuquerque e Maurício Sales pela ajuda, atenção e conhecimentos fornecidos.

Aos meus amigos e companheiros, em especial, Henrique Leoni, Marco Antônio Puhle, Tiago Oliveira, Vanilson Gustavo, Carla Givoni, Ruth Ricardo e Mara Régia pelo carinho, cumplicidade, boa vontade e apoio.

Aos meus amigos e ajudantes Romário Martins, Domingos Ferreira e Cione Ferreira pela força e atenção dedicadas durante as medições realizadas.

*“O único lugar onde o sucesso vem
antes do trabalho é no dicionário”.*

(Albert Einstein)

RESUMO

Na prática da engenharia civil ainda é muito comum utilizar métodos simplificados que não consideram a interação solo-estrutura para a realização de projetos. Esses métodos não representam o comportamento real das obras, pois não consideram o processo de carregamento, a rigidez da estrutura e a deformabilidade do solo, os quais deveriam ser aferidos nas análises. A utilização das técnicas de monitoramento de recalque e da realização de prova de carga possibilita a verificação do desempenho das fundações ao longo da obra. Quando utilizadas em uma mesma obra é possível fornecer parâmetros para uma análise mais completa podendo obter uma estimativa do comportamento da fundação monitorada em relação a estacas ensaiadas com prova de carga. Porém a verificação dessa análise ainda é muito difícil de realizar, pois o método de controle de recalque além de não ser muito utilizado ainda não é feito de maneira completa visto que não consideram as medidas reais de cargas das estruturas. A nova revisão da NBR 6122/10 (ABNT, 2010), Projeto e execução de fundações, mostra a obrigatoriedade do monitoramento de recalques em estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total; em estruturas com mais de 60 metros de altura do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável; quando a relação altura/largura for superior a quatro e em fundações ou estruturas não convencionais. Sabendo da importância de avaliar o desempenho das edificações e de obter uma análise mais apurada dos resultados, este trabalho tem como objetivo analisar os resultados das provas de carga junto às medições de recalques realizadas em duas torres de um edifício residencial situado no Distrito Federal, além de apresentar o diferencial de discorrer dos resultados das medições de cargas nos pilares de uma das duas torres e a comparação com os métodos de Randolph e Wroth (1979) e Poulos (1993). Os resultados das medições de recalque, cargas nos pilares e das provas de carga foram obtidos durante toda a construção e apresentam caráter preventivo, além de permitir a obtenção de parâmetros de deformabilidade da obra como um todo para subsidiar a elaboração de projetos mais viáveis e seguros.

PALAVRAS-CHAVE: Controle de recalques, Prova de carga e Interação Solo-Estrutura.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	9
2	OBJETIVO	11
	Geral:	11
	Específicos:	11
3	JUSTIFICATIVA.....	11
4.1	Influência da rigidez da estrutura x Número de pavimentos.....	13
4.2	Deformada de recalques	14
4.3	Verificação da capacidade de carga	19
4.4	Efeito de grupo de estacas x estacas isoladas.....	21
4.4.1	Método de Poulos.....	21
4.4.2	Método de Randolph e Wroth.....	25
5.1	Monitoramento de Recalque.....	27
5.1.1.	Referência de nível profunda ou “ <i>benchmark</i> ”.....	29
5.1.2	Ensaio à percussão para instalação de <i>Benchmarch</i>	31
5.1.3	Mira ou Régua.....	31
5.1.4	Nível Ótico	32
5.1.5	Pino de recalque.....	32
5.1.6	Encaminhamento para leitura dos recalques.....	33
5.2	Prova de carga estática	36
5.3	Instrumentação dos Pilares	38
5.3.2	<i>Strain gauge</i>	38
5.3.3	Ensaio para módulo de elasticidade e resistência do concreto	43
6	CRONOGRAMAS DAS ATIVIDADES E ENSAIOS REALIZADOS.....	44
7	CARACTERIZAÇÃO DA OBRA E DO SUBSOLO.....	46
8	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS DADOS	48
8.1	Controle de recalque.....	48
8.2	Obtenção do módulo de deformabilidade.....	56
8.3	Medição de cargas nos pilares.....	60
8.4	Prova de carga.....	68
8.5	Análise comparativa dos resultados.....	77
9	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	83
9.1	Sugestão para pesquisas futuras	87

10	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	87
----	----------------------------------	----

1 INTRODUÇÃO

Antigamente, como não existiam técnicas para a realização de fundações, os edifícios eram construídos em cima de escombros de outras edificações demolidas ou que sofreram ruína. Das construções que resistiram aos séculos, grande parte apresentam algum tipo de deformação por deficiência de suas fundações ou por condições desfavoráveis em seus terrenos de apoio (Almeida, L.A.S.F. e Nascimento, M.C.M.N., 2007).

Mesmo com o avanço dos métodos construtivos e com a criação de microcomputadores, capazes de desenvolver cálculos considerando análises que se aproximam ao comportamento real das edificações, ainda é muito comum observar certas deformações nos edifícios atuais. Tais imperfeições podem originar desde desconforto ao usuário, por problemas estéticos e funcionais, até grandes desastres causados por problemas estruturais. Para evitar tais danos se faz necessário a verificação do desempenho das fundações do edifício por meio de procedimentos como, o monitoramento de recalques, ensaios de prova de carga, medições de deformações nos pilares e análises não convencionais que retratam um comportamento mais realista da edificação.

O emprego de análises que consideram a interação entre as partes da edificação, superestrutura, infraestrutura e terreno de fundação, denominada interação solo-estrutura (ISE), apesar de complexa, exerce bastante influência na determinação da redistribuição de esforços tornando-se imprescindível para a verificação do desempenho global da edificação e dos sistemas estruturais.

O método de medição de recalques mais utilizado para testar o comportamento das fundações é realizado através do monitoramento de recalques medidos na estrutura. Segundo Alonso (2011, p. 142):

Para a prática desse controle são necessárias medidas de recalques e de cargas reais atuantes na fundação. Infelizmente, essa etapa tem sido negligenciada nas obras correntes, sendo realizada em poucas obras e, ainda assim, de maneira incompleta, visto que, normalmente, medem-se os recalques, mas não as cargas reais que atuam na fundação. Essas são estimadas a partir dos desenhos de cargas, cujos valores são teóricos e não, necessariamente, reais.

Diversos estudos já comprovaram uma diferença de até 30% entre uma análise convencional da diferença de cargas nos pilares considerando os apoios indeslocáveis e uma análise considerando os efeitos da ISE (Gonçalves, 2004). Porém o exercício da engenharia ainda consiste em realizar projetos separadamente sem a interação entre projetista estrutural e de fundação, desprezando a ISE, e ainda, realizar medições de recalques apenas quando há algum tipo de dano estrutural, impedindo que se use tal controle para a prevenção de patologias. O mesmo ocorre na realização de ensaios de prova de carga, que muitas vezes são realizados quando as fundações da obra já estão executadas, impedindo que o ensaio seja usado para a otimização, no que se refere ao dimensionamento dos projetos.

Danziger et al. (2000) ressaltam a importância em criar uma cultura de medição de recalques desde o início da construção como um controle de qualidade das fundações e de verificar o desempenho real da interação solo-estrutura com o tempo.

Quando não se faz esse controle durante todo o processo de carregamento, considerando apenas a fase final da construção, ainda que os esforços sejam aplicados progressivamente, despreza-se o efeito da rigidez da estrutura e o processo construtivo (Mota, M. M. C., 2009) obtendo resultados que não correspondem com a realidade.

É imprescindível a disseminação dessa prática de monitoramento, pois além de obrigatório auxilia no caso de uma intervenção necessária e ainda viabiliza projetos evitando gastos excessivos com restaurações posteriores, atrasos do cronograma da obra e superdimensionamentos.

Sobre o assunto tratado nesta monografia já foram publicados dois artigos técnicos, sendo um no Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica XVI COBRAMSEG em Porto de Galinhas-PE e no 3º Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro-Oeste GEOCENTRO 2013, em Cuiabá-MT, conforme citados nas referências bibliográficas: Bahia, et al (2012) e Bahia et al. (2013).

2 OBJETIVO

Geral:

Verificar o desempenho das fundações de duas torres, na fase de execução da obra, com base no monitoramento de recalques, medições de cargas em pilares e provas de carga. Foi realizada também, uma análise de previsão de recalque, pelos métodos de Poulos (1993) e Randolph e Wroth (1979).

Para garantir o cumprimento deste objetivo, aplica-se um conjunto de procedimentos e técnicas, os quais se destacam neste trabalho a prática do monitoramento de recalques e de prova de carga, também como forma de prevenção de patologias realizando uma análise comparativa dos resultados obtidos entre os dois controles e a previsão, verificando-se a tendência de ambos.

Específicos:

- Entender os projetos de estruturas e fundações dos edifícios;
- Aprender a selecionar os pilares do edifício para a instrumentação;
- Realizar as leituras do ensaio de prova de carga;
- Obter prática no manejo dos equipamentos de monitoramento de recalques;
- Avaliar e interpretar os resultados visando observar como a interação solo-estrutura influencia na evolução dos recalques ao longo da construção da obra; e
- Obter a carga em cada pilar instrumentado, durante o carregamento da obra.

3 JUSTIFICATIVA

Na prática da engenharia grande parte dos engenheiros de estrutura e de fundação não interage para a realização do projeto de uma edificação, desprezando em seus cálculos de projeto os efeitos da interação solo-

estrutura. Sabe-se que não existem muitas pesquisas que relacionam os resultados de prova de carga com as medições de recalques junto às medições de cargas na estrutura e que consideram esse efeito da ISE, este trabalho tem o intuito de analisar de forma mais completa os resultados obtidos com as instrumentações, a fim de obter uma análise mais fiel à realidade das edificações proporcionando projetos mais seguros e econômicos.

As leituras realizadas durante todo o processo de carregamento permitem um diagnóstico precoce, de caráter preventivo, pois a comparação entre os valores de recalques medidos e calculados permite aprimorar os métodos de previsão de recalques.

Visto as diversas vantagens de realizar esse tipo de controle ao longo do carregamento vê-se a importância da sua disseminação e utilização nas obras correntes.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Quando se impõe um carregamento no solo, este por mudar sua conformação original, sofre deformações. Cabe ao engenheiro determinar os recalques que o prédio sofrerá e verificar se estão dentro dos limites aceitáveis pré-estabelecidos a fim de garantir a funcionalidade, durabilidade e estabilidade da edificação.

Para a obtenção da grandeza dos recalques e sua distribuição final é indispensável realizar o monitoramento durante todo o carregamento da obra. A utilização do controle de maneira preventiva permite evitar certos danos, reduzindo ao mínimo as necessidades de reparo ou reforço estrutural. Com esses dados coletados e os resultados obtidos das provas de carga é possível obter uma estimativa mais aproximada ao comportamento real da edificação, podendo assim verificar se os valores obtidos de recalque satisfazem as condições de segurança e funcionalidade das fundações.

Velloso e Lopes (1997) ressaltam que a previsão de recalques é uma das técnicas mais complexas da geotecnia e os resultados obtidos por cálculos, mesmo que sofisticados, devam ser assumidos como estimativas,

evidenciando a necessidade de realizar a medição para obter resultados realistas.

A rigidez da estrutura, o carregamento ao longo da obra, as características do solo e a deformada de recalques da edificação são alguns dos fatores importantes influenciados pela interação solo-estrutura.

4.1 Influência da rigidez da estrutura x Número de pavimentos

O exercício da engenharia consiste em engenheiros calcularem o projeto estrutural nos quais se admite apoios indeslocáveis, ou seja, considera-se a rigidez do solo infinita, e no cálculo da infraestrutura considerando apenas as cargas nos apoios sem considerar a sequência construtiva, ou seja, desprezando a rigidez da superestrutura.

Enquanto a rigidez do solo depende das suas características de carregamento e assentamento, a amarração dos elementos estruturais confere uma considerável rigidez à estrutura, a qual restringe o movimento relativo dos apoios. Segundo Meyerhof (1953) conforme o progresso de construção e carregamento da obra, a rigidez tende a aumentar até uma rigidez limite, sendo mais importante considerar a rigidez da superestrutura, uma vez que a rigidez da infraestrutura é praticamente desprezível em relação à primeira.

O aumento do número de pavimentos gera uma tendência de uniformização de recalques e redistribuição de carga causada pelo aumento da rigidez e, uma vez atingida o seu limite, o acréscimo do número de pavimentos não influencia mais na redistribuição de carga nos apoios, sendo esta influenciada apenas pelo carregamento (Gusmão e Gusmão Filho, 1994). De acordo com um estudo realizado por Lima et al. (2008, p.8):

(...) o aumento da rigidez da edificação através do módulo de deformação (E) faz com que a taxa de redistribuição de cargas para os pilares próximos aos pilares recalcados aumente, embora esse aumento seja pequeno em edificações mais altas.

Goshy (1978) observou que quanto maior o número de pavimentos de uma estrutura, maior a sua rigidez. Porém, essa rigidez não aumenta de forma linear com o acréscimo da estrutura, apresentando sua maior influência nos primeiros pavimentos.

Em consequência de tal influência ser maior no início da estrutura, Gusmão Filho (1995) averiguou que a gravidade dos danos provocados por

recalques são mais intensos nos primeiros pavimentos e raramente atingem andares superiores a cinco. Por esse motivo há uma recomendação de começar as alvenarias dos pavimentos iniciais após o término da estrutura, com o intuito de evitar danos nas alvenarias por recalques elevados.

Prédios de baixa estatura também podem ter influencia significativa da rigidez na uniformização de recalques e redistribuição de esforços, pois não apenas a estrutura influencia na rigidez, mas também as alvenarias representam desempenho considerável (Danziger et al., 2000).

Fonte et al. (1994) demonstraram em um de seus estudos que quando não se considera a rigidez da estrutura superestima-se a previsão de recalques diferenciais e quando considera a rigidez da estrutura desprezando a sequência construtiva com os carregamentos graduais, subestima-se a previsão de recalques, pois induz a uma rigidez da estrutura maior do que a real. A rigidez de uma edificação quando se considera o carregamento gradual é aproximadamente metade da rigidez de uma edificação com carregamento instantâneo (Fraser e Wardle, 1976).

Quanto menor o módulo de deformação (E), ou seja, a rigidez do edifício, menor será a perda de carga nos pilares recalcados, conseqüentemente, menor será a redistribuição de cargas nos pilares adjacentes (Lima, C. I. A. et al, 2008). Moura (1995) mostrou em um de seus trabalhos que além da transferência de cargas dos pilares mais carregados para os que recebem menos carga, existe uma diminuição de recalques diferenciais e de momentos fletores nas vigas e pilares com o aumento da rigidez.

A consideração da rigidez nos cálculos dos recalques junto à sequência construtiva origina recalques totais e principalmente diferenciais menores do que os estimados por métodos convencionais e mais próximos aos recalques medidos, podendo assim, viabilizar projetos de fundação e estrutura (Meyerhof, 1953).

4.2 Deformada de recalques

Diversos trabalhos mostraram que a deformada de recalques de um edifício apresenta uma suavização devido à rigidez da estrutura. Os recalques

tendem a se uniformizar, pois com a amarração dos elementos estruturais a tendência de se deformar mais no centro, em razão da disposição dos pilares mais carregados, acaba se atenuando. A ligação com os outros elementos proporciona uma transferência de carga dos pilares mais carregados para os menos carregados, não exercendo grande influência nos recalques absolutos, mas resultando na redução dos recalques diferenciais que são os maiores responsáveis por eventuais danos nas edificações.

Define-se recalque absoluto como o rebaixamento de um elemento de fundação. A diferença entre os recalques absolutos de dois desses elementos é denominada de recalque diferencial. Esse tipo de recalque confere distorções à estrutura que poderão ocasionar trincas ou fissuras dependendo da sua intensidade. A distorção angular (β) ou recalque diferencial específico é calculado de acordo com a Eq. 4.1 (Alonso U. R., 2011):

$$\beta = \frac{\text{Recalque diferencial}}{\text{Dist.entre os elementos}} = \frac{\delta_w}{l} \quad (4.1)$$

Os métodos utilizados para a previsão desses recalques são extremamente complexos, pois além de dependerem da ampla heterogeneidade do solo, dependem também de diversas variáveis a serem consideradas nos cálculos como o recalque imediato (r_i), o recalque por adensamento primário (r_p), o recalque por adensamento secundário (r_s), o recalque total e a rigidez da estrutura.

Por esse motivo, na realização do projeto de fundações, os engenheiros costumam estimar os recalques que podem ocorrer na edificação quando atribuído o carregamento, ou seja, a fixação do recalque admissível resulta de aproximações, muitas vezes, distantes da realidade. Sendo assim, Porto, T. B. (2010, p.77) afirma:

A correta fixação do recalque admissível somente é possível, na prática, por meio da monitoração dos recalques de diversas estruturas, associando-se seus valores aos danos observados e, assim fixando-se os limites de aceitação correspondentes aos efeitos constatados.

Skempton e Mac Donald (1953), seguido de Bjerrum (1963) e complementado por Vargas e Silva (1973) apresentaram uma tabela de limites de distorção angular admissível (Velloso e Lopes, 2011) que só foi possível por meio de um estudo de caso realizado por eles com o intuito de associar os

danos ocorridos nas edificações com os valores de distorções obtidos. A tabela mencionada é utilizada até os dias atuais para verificar o desempenho das fundações e está disposta na figura a seguir:

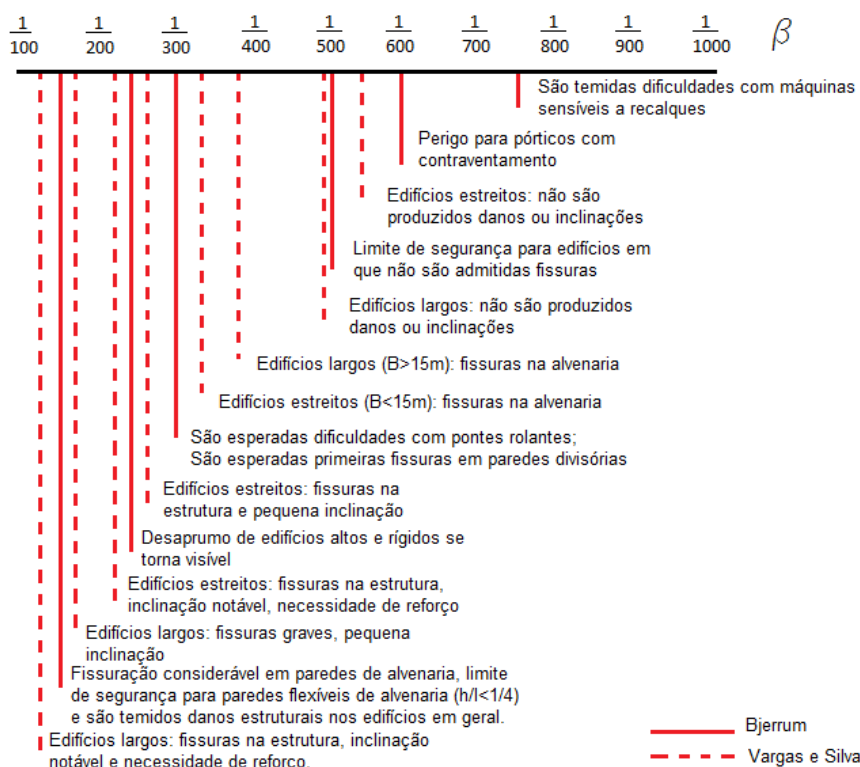


Figura 4.1 Distorção angular limite.
Fonte: Velloso, D. A. e Lopes, F. R., 2011.

Para os recalques distorcionais, observados os limites de distorção angular em função dos danos apresentados na figura 4.1, tem-se os limites principais para o estudo de caso resumido em:

- $\beta = 1/500$: limite seguro para evitar danos em paredes de edifícios;
- $\beta = 1/300$: limite a partir do qual começam a aparecer trincas em paredes de edifícios;
- $\beta = 1/150$: limite a partir do qual se espera danos estruturais em edifícios correntes.

Milititsky et al. (2005) recomendam além do controle dos recalques diferenciais específicos, para mantê-los dentro dos limites que não causem danos à estrutura, também o controle da velocidade de recalque. O autor apresenta os seguintes valores utilizados como referências relativas a velocidades de recalque:

- Prédios com mais de 5 anos, velocidade menor que $10 \mu m/dia$;
- Prédios entre 1 e 5 anos, entre 10 e $20 \mu m/dia$;

- Prédios em fundações diretas, fase construtiva, até 200 $\mu\text{m}/\text{dia}$;
- Prédios em fundações profundas, fase construtiva, até 80 $\mu\text{m}/\text{dia}$.

Vale ressaltar que os valores de referência são para casos habituais, porém podem ocorrer valores acima do referenciado quando houver fatores externos à obra, como obras subterrâneas próximas a área do edifício, ação de atrito negativo em estacas, entre outros.

Burland et al. (1977) recomendam valores de recalques totais limites para estruturas usuais de aço ou concreto no caso de fundações profundas apoiadas em areia e argilas:

- Areias: $\delta_{\text{máx}} = 25 \text{ mm}$;
- Argilas: $\delta_{\text{máx}} = 40 \text{ mm}$.

Esses valores não se aplicam em casos de alvenarias portantes, pois nesses casos os critérios devem ser mais rigorosos.

Quando existe a ocorrência de recalques que estão fora da faixa limite admitidas são verificados alguns tipos de danos, os quais são classificados em danos estruturais, arquitetônicos e funcionais.

Os danos estruturais são aqueles que prejudicam os elementos estruturais, tais como lajes, vigas e pilares, e podem dependendo de sua gravidade causar a ruína da edificação. Os danos funcionais são aqueles que afetam o uso da estrutura como, dificuldade de abrir portas e janelas, danos às ligações com o exterior (tubulações, escadas, rampas), desaprumo acentuado. Os danos arquitetônicos são aqueles que afetam o aspecto estético da obra, não comprometendo seu uso ou estabilidade, como fissuras em paredes de alvenaria de vedação e pequeno desaprumo da edificação.

Se todos os elementos de fundação sofrerem o mesmo recalque, não haverá esforços adicionais na estrutura, ou seja, não haverá distorção angular, portanto não ocorrerão fissuras devido a recalques. Porém, dependendo da magnitude dos recalques poderão ocorrer danos funcionais, como o comprometimento das ligações de água e esgoto. Portanto, nota-se a importância de todos os recalques se manterem entre os limites pré-estabelecidos, ou seja, estejam na faixa de recalque admissível.

Outro fator importante na deformada de recalques é a influência das construções vizinhas. Um estudo realizado por Costa Nunes (1956) caracteriza os quatro tipos de movimentos causados por construções vizinhas:

- Prédios vizinhos construídos simultaneamente: Devido à superposição de seus bulbos de tensão na região entre os edifícios existe a incidência de maiores recalques, podendo ocasionar o tombamento dos edifícios um contra o outro, conforme a figura 4.2.

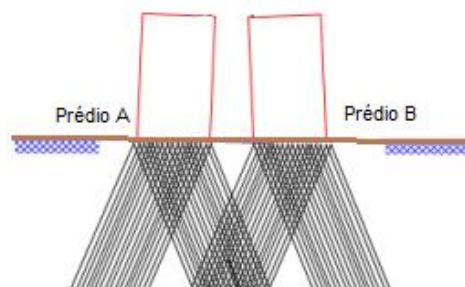


Figura 4.2 Influência de construções vizinhas simultâneas
Fonte: Reis, J. H. C, 2000.

- Prédios vizinhos construídos em diferentes épocas: A nova edificação (A) provoca um acréscimo de tensões no maciço de solos aumentando seus recalques devido à superposição dos bulbos de tensão. Como a edificação existente (B) foi executada em solo pré-adensado, serão maiores os recalques do lado oposto ao vizinho, podendo ocasionar o tombamento dos prédios para o mesmo lado, de acordo com a figura 4.3.

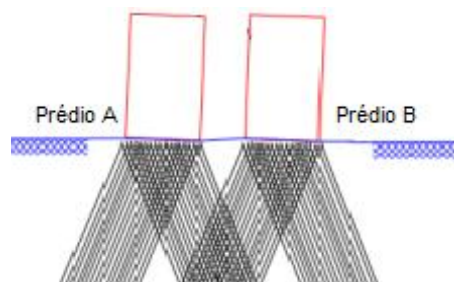


Figura 4.3 Influência de prédios vizinhos em datas distintas
Fonte: Reis, J. H. C, 2000.

- Prédio construído entre duas edificações existentes: A nova edificação (C) provoca acréscimo de tensões entre as edificações existentes, induzindo a recalques. A nova edificação não sofrerá por deformações

de seu maciço de solo devido à simetria, porém as outras edificações tendem a tombar em cima do novo prédio (figura 4.4).

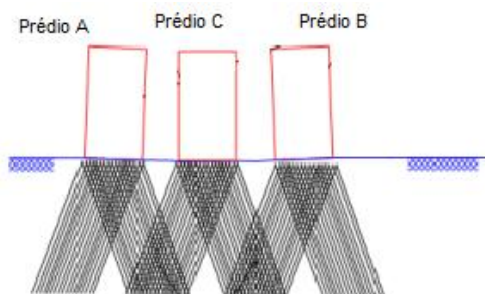


Figura 4.4 Influência de novo prédio entre dois existentes
Fonte: Reis, J. H. C, 2000.

- Duas novas edificações paralelas a um edifício existente: As duas novas edificações (A e C) tenderão a tombar para os lados opostos, pois a primeira edificação provocará o pré-adensamento do solo. A edificação central não sofrerá desaprumos devido à simetria das tensões (figura 4.5).

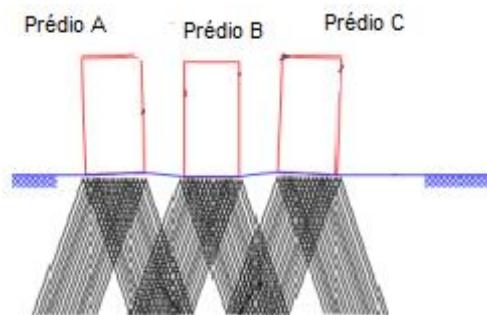


Figura 4.5 Influência de novos prédios ao redor de existente
Fonte: Reis, J. H. C, 2000.

Com as diversas influências constatadas, a técnica do monitoramento de recalques para uma apuração mais real junto à análise do comportamento das suas configurações deveria ser utilizado como controle tecnológico da obra devendo ser empregado também para a prevenção de patologias.

4.3 Verificação da capacidade de carga

Devido a incertezas envolvidas na determinação da estratigrafia do solo e no processo executivo das fundações é de extrema importância a realização de ensaios para a verificação da qualidade das fundações, com o objetivo de garantir que se cumpra o que foi especificado no projeto.

Com a finalidade de verificar a real capacidade resistente de suporte das estacas e tubulões, assim como dos seus terrenos de fundação, aconselha-se realizar o ensaio de prova de carga estática. A NBR 6122/2010 (ABNT, 2010), traz como obrigatória a execução de provas de carga estática nas seguintes condições:

- Em obras que tenham um número de estacas superior ao valor especificado na coluna B da tabela 4.1, sempre no início da obra.
- Quando o número total de estacas for superior ao valor da coluna B da tabela 4.1, sendo necessário executar um número de provas de carga em pelo menos 1% das estacas da obra, arredondando-se para mais.
- Para qualquer que seja o número de estacas da obra, se forem empregadas para tensões médias (em termos de valores admissíveis) superiores aos indicados na coluna A da tabela 4.1.

Tabela 4.1. Quantidade de provas de carga

Tipo de estaca	A	B
	Tensão admissível máxima abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna B, em MPa	Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga
Pré Moldada	7,0	100
Madeira	-	100
Aço	$0,5f_{yk}$	100
Hélice e hélice de deslocamento (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluido $\phi \geq 70$ cm	5,0	75
Raiz	15,5	75
Microestaca	15,5	75
Trado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluido $\phi < 70$ cm	4,0	100
Strauss	4,0	100

Este ensaio fornece os valores de carga que a estaca suporta pelo deslocamento resultante, o qual pode ser comparado posteriormente, por meio

de formulações matemáticas, com os valores de recalque obtidos pelo monitoramento de recalque a fim de obter uma análise mais completa da obra.

O ideal é realizar este ensaio antes de executar as fundações, pois dessa forma pode-se reduzir o número de estacas da obra, seus diâmetros ou comprimentos diminuindo os custos com o desperdício de concreto e otimizando os projetos.

4.4 Efeito de grupo de estacas x estacas isoladas

A NBR 6122/10 (ABNT, 2010) descreve o efeito de grupo de estacas como o comportamento interativo das estacas de fundação ao transmitirem cargas ao solo. Esse comportamento causa uma superposição dos bulbos de tensão de forma que o recalque obtido por um grupo de estacas seja diferente do recalque de uma estaca isolada que recebe a mesma carga (Cerqueira, G. N., 2009).

Foram desenvolvidos alguns métodos para estimar o recalque médio de um grupo de estacas, apesar de escassos os estudos do comportamento desse grupo, tem-se observado que existe uma boa diferença entre os recalques obtidos para estaca isolada em comparação com o grupo de estacas (Silva e Cintra, 1996).

Poulos e Davis (1980), posteriormente alterado por Poulos (1993), propuseram para efeito de cálculo do recalque, a substituição de um grupo de estacas por um único tubulão equivalente. Esse método é adequado para grupos de poucas estacas, no máximo dezesseis, e pode ser utilizado junto a uma solução teórica de estacas isoladas.

Randolph (1994) após realizar um estudo comparando os métodos numéricos com a solução do “tubulão equivalente” constatou razoável a solução estimada do método do tubulão em casos de grupos de estacas para fins de análise simplificada e preliminar.

4.4.1 Método de Poulos

O método do tubulão equivalente é utilizado para estimar o recalque de um grupo de estacas transformando-as em um tubulão equivalente com o

intuito de utilizar outras correlações e teorias já estabelecidas. Dessa forma, o método consiste em calcular (Sales, M. M., 2000):

- Para estacas predominantemente por atrito lateral, diâmetro equivalente (d_{eq}), Eq. 4.2:

$$d_{eq} = 1,27 \times \sqrt{A_G} \quad (4.2)$$

Sendo, A_G a área da figura plana circunscrita ao grupo de estacas.

- O módulo de elasticidade (Young) do tubulão equivalente (E_{eq}), Eq. 4.3:

$$E_{eq} = E_S + (E_p - E_S) \times \left(\frac{A_T}{A_G}\right) \quad (4.3)$$

Sendo:

E_S : o módulo de elasticidade do solo;

E_p : o módulo de elasticidade da estaca;

A_T : o somatório das áreas das seções das estacas do grupo.

Após realizada a transformação em um tubulão equivalente é possível utilizar a teoria de Poulos para estaca isolada para a determinação do recalque do grupo de estacas, que consiste em determinar:

- Para estaca flutuante, o fator de influência I , Eq. 4.4:

$$I = I_0 \times R_k \times R_h \times R_v \quad (4.4)$$

Sendo:

I_0 : fator de influência para estaca incompressível em solo;

R_k : correção para rigidez relativa da estaca (k);

R_h : correção para camada finita;

R_v : correção para o coeficiente de Poisson do solo (ν).

Para determinar os valores I_0 , R_k , R_h e R_v utilizaram-se as tabelas de Poulos representadas nas figuras abaixo e as relações demonstradas nas equações 4.5 a 4.8:

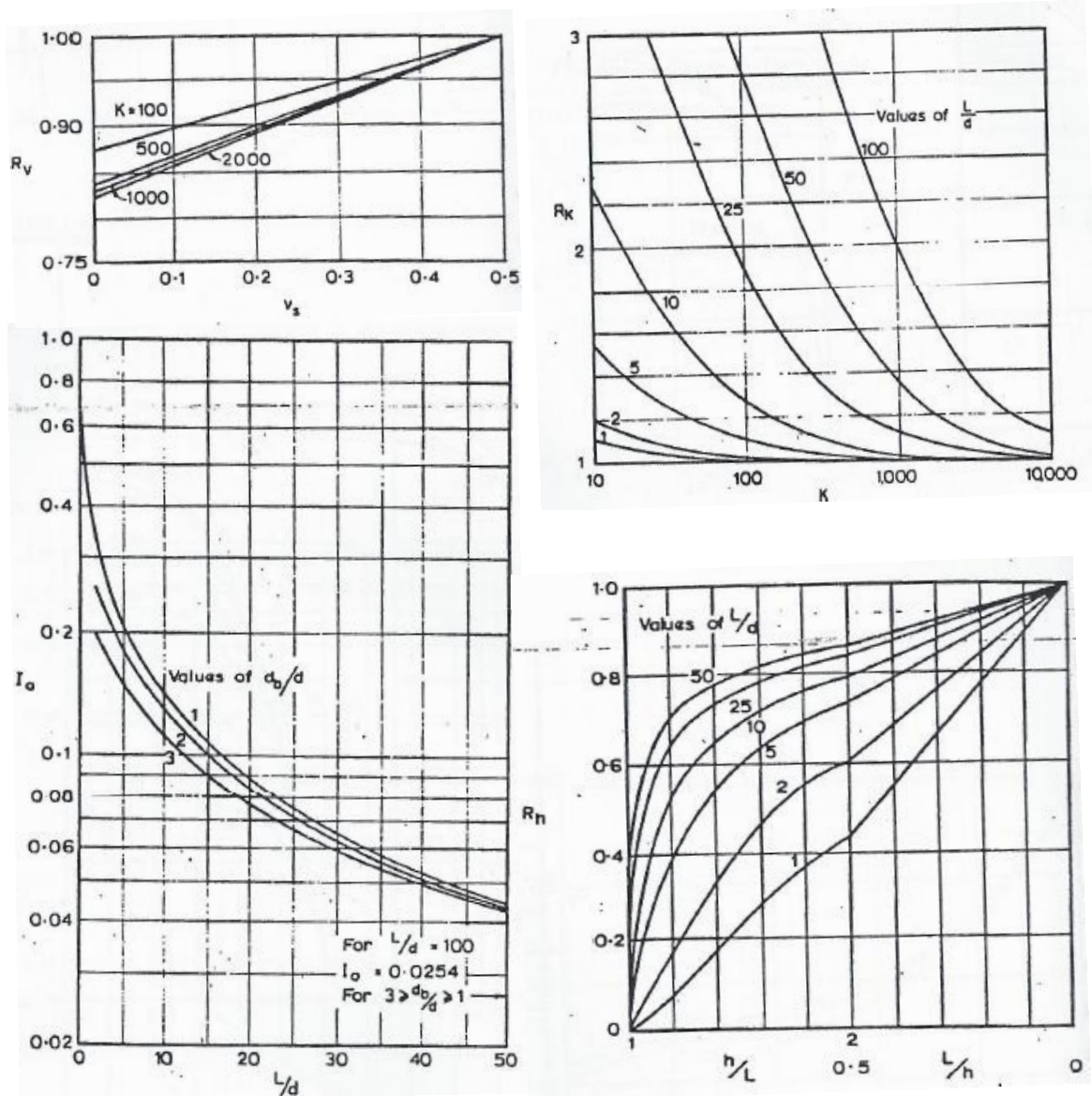


Figura 4.6 Tabelas para a determinação dos parâmetros I_0 , R_k , R_h e R_v
 Fonte: Poulos e Davis, 1980.

- Relação 1, Eq. 4.5:

$$\text{Relação 1} = \frac{L}{d} \quad (4.5)$$

Sendo:

L : Comprimento da estaca;

d : diâmetro da estaca.

- Relação 2, Eq. 4.6:

$$Relação\ 2 = \frac{d_0}{d} \quad (4.6)$$

Sendo:

d_0 : diâmetro inicial da estaca.

- Relação 3, Eq.4.7:

$$Relação\ 3 = \frac{h}{L} \quad (4.7)$$

Sendo:

h : profundidade considerada incompressível do solo.

- Rigidez relativa da estaca (K), Eq. 4.8:

$$K = \frac{E_{eq}}{E_s} \quad (4.8)$$

- Previsão de recalque (ρ), Eq. 4.9:

$$\rho = \frac{P \times I}{E_s \times D} \quad (4.9)$$

Sendo:

P: Carga admissível do grupo de estacas;

D: Diâmetro equivalente.

Para a determinação do recalque em apenas uma estaca isolada (ρ_1) utilizando o método empírico de Poulos utilizam-se apenas as equações 4.4 a 4.9, porém com a carga admissível (P) para apenas uma estaca. Vale ressaltar que o valor obtido na tabela para R_k irá mudar uma vez que o módulo de elasticidade da estaca será diferente, ou seja, K é obtido a partir da fórmula abaixo:

$$K = \frac{E_p}{E_s} \quad (4.10)$$

Dessa forma, para o cálculo da previsão do grupo de estacas por Poulos basta, após realizar os cálculos das equações 4.4 a 4.9, determinar os valores abaixo:

- Fator de influência (R_s), Eq. 4.11:

$$R_s = \sqrt{N} \quad (4.11)$$

Sendo:

N: número de estacas do bloco.

- Previsão de recalque do grupo (ρ_{grupo}), Eq. 4.12:

$$\rho_{\text{grupo}} = R_s \times \overline{\rho_1} \quad (4.12)$$

4.4.2 Método de Randolph e Wroth

Utilizando o método de Randolph e Wroth (1979) baseado na teoria da elasticidade para o cálculo do recalque de uma estaca isolada, calcula-se:

- Módulo cisalhante do solo a uma profundidade $Z = L$ (G_L), Eq.4.13:

$$G_L = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \quad (4.13)$$

Sendo:

E: Módulo de elasticidade longitudinal;

ν : Coeficiente de Poisson.

- Razão entre a média do módulo cisalhante do solo em que se encontra a estaca e o módulo cisalhante do solo na profundidade $Z=L$ (ρ), Eq.4.14:

$$\rho = \frac{\overline{G}}{G_L} \quad (4.14)$$

Sendo:

\bar{G} : Módulo cisalhante médio do solo.

- Parâmetro de rigidez da estaca (ξ), Eq.4.15:

$$\xi = \frac{G_L}{G_b} \quad (4.15)$$

Sendo:

G_b : Módulo cisalhante abaixo da ponta da estaca.

- Raio máximo de influência (r_m), Eq.4.16:

$$r_m = L\{0,25 + \xi[2,5 \rho(1-\nu) - 0,25]\} \quad (4.16)$$

- Parâmetro de transferência de carga (ζ), Eq.4.17:

$$\zeta = \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right) \quad (4.17)$$

Sendo:

r_0 : raio da estaca.

- Relação entre o raio da ponta e o raio da estaca (η), Eq.4.18:

$$\eta = \frac{r_b}{r_0} \quad (4.18)$$

Sendo:

r_b : Raio da ponta.

- Relação entre o módulo de elasticidade da estaca e o módulo cisalhante do solo a uma profundidade $Z=L$ (λ), Eq.4.19:

$$\lambda = \frac{E_p}{G_L} \quad (4.19)$$

Sendo:

E_p : Módulo cisalhante de Young do material da estaca.

- Parâmetro da equação de Randolph e Wroth (μL), Eq.4.20:

$$\mu L = \frac{L}{r_o} \sqrt{\frac{2}{\zeta \lambda}} \quad (4.20)$$

- Previsão de recalque (w_t), Eq.4.21:

$$w_t = \left(\frac{P}{G_L \times r} \right) \times \left[\frac{1 + \frac{1}{\pi \lambda} \times \frac{4n}{(1-\nu) \times \xi} \times \frac{tgh(\mu L)}{\mu L} \times \frac{L}{r_o}}{\frac{4n}{(1-\nu) \times \xi} + \rho \times \frac{2\pi}{\zeta} \times \frac{tgh(\mu L)}{\mu L} \times \frac{L}{r_o}} \right] \quad (4.21)$$

Para o cálculo do grupo de estacas, utilizando Randolph, é necessário escolher uma estaca lateral de referência que representará um comportamento médio. Após isso Randolph sugere alterar os parâmetros de transferência de carga (ζ) e de rigidez da estaca (ξ), equações 4.22 e 4.23.

$$\zeta_{novo} = n \times \zeta - \sum_{i=2}^n \ln \left(\frac{S_i}{r_o} \right) \quad (4.22)$$

Sendo:

S_i : espaçamento entre as estacas;

n : número de estacas do bloco.

$$\xi_{novo} = \xi \times \left[1 + \frac{2}{\pi} \sum_{i=2}^n \frac{r_b}{S_i} \right] \quad (4.23)$$

5 METODOLOGIA

5.1 Monitoramento de Recalque

A técnica utilizada para a medição de recalques consta, basicamente, de um nível ótico de precisão, utilizado para nivelar os pinos engastados nos pilares da edificação, tomando-se por base uma referência de nível profunda,

ou “*benchmark*”, com o objetivo de medir os deslocamentos verticais da estrutura obtidos pela diferença de posição entre as leituras sucessivas.

Foram criadas planilhas para a organização dos dados obtidos de cada medição, na qual são calculadas suas cotas em relação à referência de nível profunda, considerada cota zero.

Com base nesses dados podem-se calcular os recalques totais, parciais e a velocidade de recalque ao longo das medições. Sendo os recalques parciais a diferença entre os recalques absolutos de dois dias consecutivos, os recalques totais, a soma dos recalques parciais até a data da última medição e a velocidade de recalque, o recalque total dividido pelo número de dias entre uma medição e outra.

A planilha também dispõe das coordenadas dos pilares em plano cartesiano, obtidas por meio da disposição dos pilares em planta e em escala no *software Autocad 2010*.

As medições de recalque realizadas geram valores de cota de ré e vante para cada pilar instrumentado, que a partir das planilhas desenvolvidas para a análise consegue-se obter os dados de recalques diferenciais e distorcionais.

A partir dos recalques absolutos totais e das coordenadas em cada data, são calculados os recalques diferenciais e distorcionais para todas as combinações de pilares possíveis.

O nivelamento ou leitura de referência das duas torres foram concretizados no dia 15/12/2011 após a concretagem da 3ª laje de cada bloco, tendo em vista abranger todas as etapas construtivas possíveis com as medições. Vale ressaltar que os recalques ocorridos antes desta data de nivelamento não se encontram computados nos resultados apresentados.

As leituras de recalque das duas torres foram realizadas no período de 15/12/2011 a 01/08/2012.

A descrição dos equipamentos utilizados na instrumentação de campo, apresentado na figura 5.1, junto aos ensaios realizados estão exibidos a seguir.

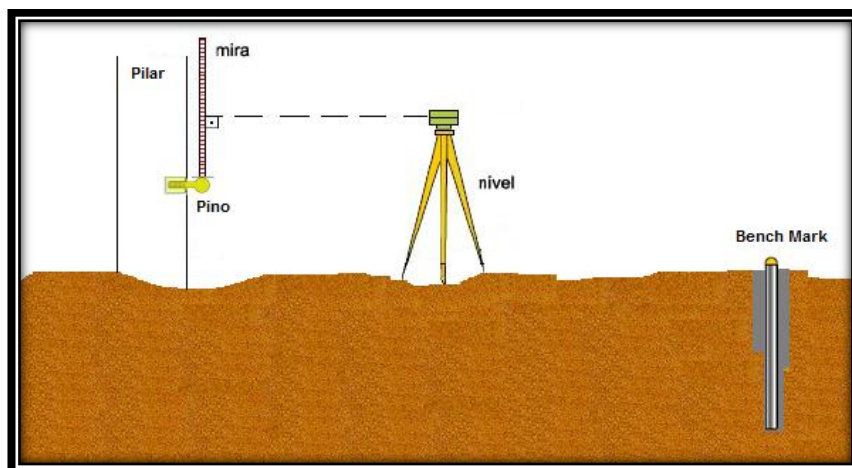


Figura 5.1 Técnica de medição de recalques com o uso de nivelamento óptico.

5.1.1. Referência de nível profunda ou “*benchmark*”

A referência de nível pode ser profunda ou superficial, porém evita-se realizar referência de nível superficial, pois estão mais sujeitas a deslocamentos, os quais passam imperceptíveis prejudicando nas leituras. Devido a esse fato a referência adotada na obra foi do tipo profunda, seguindo a NBR 9061/85 (ABNT,1985) Segurança de escavação a céu aberto.

O “*benchmark*” consiste de um cano de ferro galvanizado, revestido por outro, instalado em um furo de sondagem (item 5.1.1.1.) e ancorado com calda de cimento em uma camada estável e longe da influência de carregamentos na superfície. Entre um tubo e outro se passa graxa para não causar muito atrito um com o outro. No topo do tubo interno é acoplada uma semiesfera de latão, onde a mira topográfica será apoiada. Nas junções dos canos e da semiesfera do “*benchmark*” utilizou-se resina epóxi, que é extremamente resistente e impermeável. Na obra em questão, optou-se por utilizar a semiesfera cromada do reboque de carro soldada em um cano de ferro, o que barateou o custo.

O “*benchmark*” deve ser instalado de modo que garanta sua indeslocabilidade, em um local onde proporcione uma melhor visada dos pilares, não interfira no urbanismo e na arquitetura da obra, tenha pouca movimentação de tráfego e pessoas e sem interferir no canteiro de obras. Deve ser protegido e sinalizado de forma a garantir a sua preservação durante e após a construção do edifício. A figura 5.2 apresenta a proteção feita pela obra em questão, responsável pela conservação da referência. Essa proteção foi

realizada por meio de uma caixa de Madeirit junto ao isolamento do local por uma cerca de madeira após instalação do “benchmark”.



Figura 5.2 Benchmark.

Vale ressaltar que a preservação após a entrega do edifício é de fundamental importância visto que a medição de recalques pode ser tomada em qualquer época após a entrega visando avaliar o desempenho das fundações, tanto em casos em que ela é colocada em suspeita quanto para a prevenção de patologias.

A locação da referência de nível foi executada entre os dois blocos do empreendimento, conforme figura 5.3, de modo que as visadas pudessem ser realizadas da melhor forma atendendo o maior número de pilares possíveis dos dois blocos e sem interferir no canteiro de obras e na arquitetura da edificação.

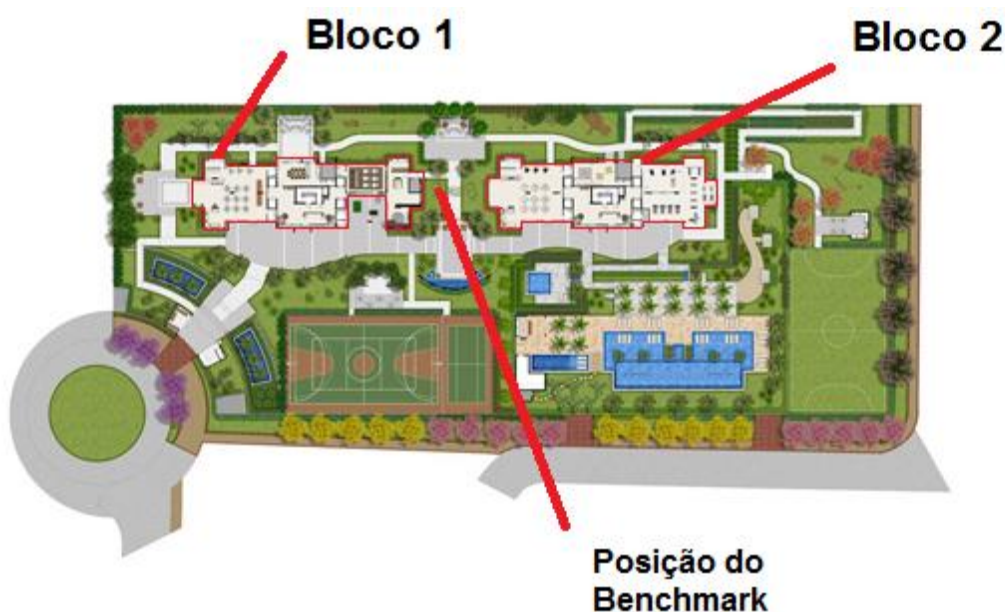


Figura 5.3 Mapa geral do empreendimento.

5.1.2 Ensaio à percussão para instalação de *Benchmark*

Para a instalação do *benchmark* foi realizado um furo de sondagem SPT de acordo com a NBR 6484/01 (ABNT, 2001) Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – método de ensaio, o qual obteve a profundidade de 7,45 metros atingido o impenetrável e foi executado de acordo com a indicação da área da instalação do *benchmark*.

Esse ensaio consiste na cravação de um amostrador padrão no solo, pela queda livre de um peso de 65 kg (martelo) caindo de uma altura de 75 cm. Quando a cravação atingir 45 cm, o índice de resistência à penetração N é expresso pela soma do número de golpes obtidos para a segunda e terceira penetração de 15 cm. O ensaio termina quando a cravação chegar à profundidade desejada ou ao solo impenetrável. O ensaio está representado na figura a seguir:



Figura 5.4 Ensaio SPT realizado na obra em estudo.

5.1.3 Mira ou Régua

É uma régua graduada, preferencialmente em chapa de ínvar (liga à base de níquel e ferro que apresenta a propriedade de um baixo coeficiente de dilatação térmico) que são colocadas verticalmente nos pontos a nivelar. Deve ser dotada de nível tipo bolha fixo ao seu corpo, que pode ser do tipo cantoneira. A mira adotada possui 2,0 m de comprimento graduada em centímetros, conforme apresentado na figura 5.5:



Figura 5.5 Mira ou régua.

5.1.4 Nível Ótico

Equipamento munido de placa micrométrica ou plano paralela, um nível de bolha circular para o nivelamento da base, luneta e tripé. Apresenta precisão da leitura na ordem de décimos de milímetros.

Utilizaram-se dois níveis da marca Wild Heerbrug Switzerland NA2, conforme demonstrado na figura 5.6, com micrômetro, de placas paralelas, devidamente calibrados para evitar possíveis imprecisões.



Figura 5.6 Nível ótico.

5.1.5 Pino de recalque

São normalmente confeccionados de latão com uma extremidade esférica sobre a qual a mira é apoiada. Esse pino metálico é chumbado em uma estrutura rígida permitindo observar os seus deslocamentos através de instrumento topográfico de precisão. É composto por dois elementos, o pino fêmea, fixado à estrutura em orifícios executados geralmente próximos à base

do pilar e, o pino macho, removível, o qual é rosqueado aos pinos fêmeas nos pontos de medida, de acordo com a figura 5.7. Para cada obra é utilizado um único pino macho o qual é colocado no momento da leitura e depois retirado e guardado para não sofrer danos na obra.



Figura 5.7 Pino de recalque macho rosqueado no pino fêmea.

Para a realização do estudo foram instalados pinos de aço inoxidável em vinte de quarenta e dois pilares dos Blocos 1 e 2. A escolha foi feita considerando a carga que cada pilar recebe e a distância entre eles, dessa forma, foram selecionados os pilares mais carregados, os pilares vizinhos e de periferia com grandes diferenças de carga.

5.1.6 Encaminhamento para leitura dos recalques

As figuras 5.8 e 5.9 apresentam os encaminhamentos dos dois blocos para as medições de recalque nos pilares. O encaminhamento representa a disposição dos pilares instrumentados, do *benchmark* e do nível ótico para todas as medidas realizadas, identificando também os trajetos obtidos para as medições. O encaminhamento é realizado de forma estratégica a fim de conseguir a melhor visada. Nesse momento é que se define em qual face do pilar serão instalados os pinos.

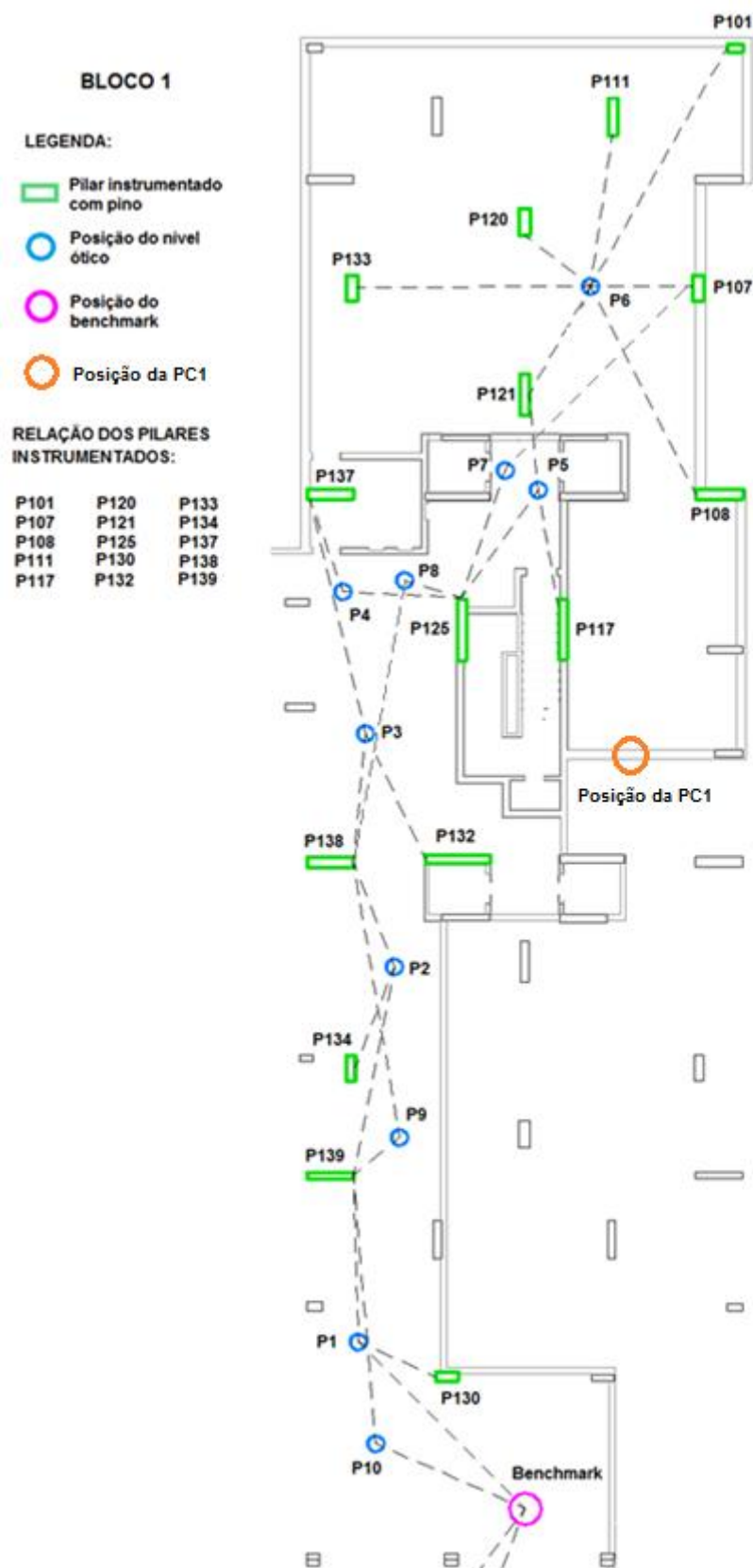


Figura 5.8 Localização dos pontos de medida de recalque do Bloco 1.

BLOCO 2

LEGENDA:

-  Pilar instrumentado com pino
-  Pilar instrumentado com strain gauge
-  Posição do nível ótico
-  Posição do benchmark
-  Posição da PC3

RELAÇÃO DOS PILARES INSTRUMENTADOS:

PINOS:

P209	P223	P234
P212	P225	P235
P217	P226	P237
P218	P233	P238
		P240

STRAIN GAUGE :

P201	P217	P233
P202	P218	P234
P207	P220	P235
P208	P221	P237
P209	P223	P238
P211	P225	P240
P212	P226	

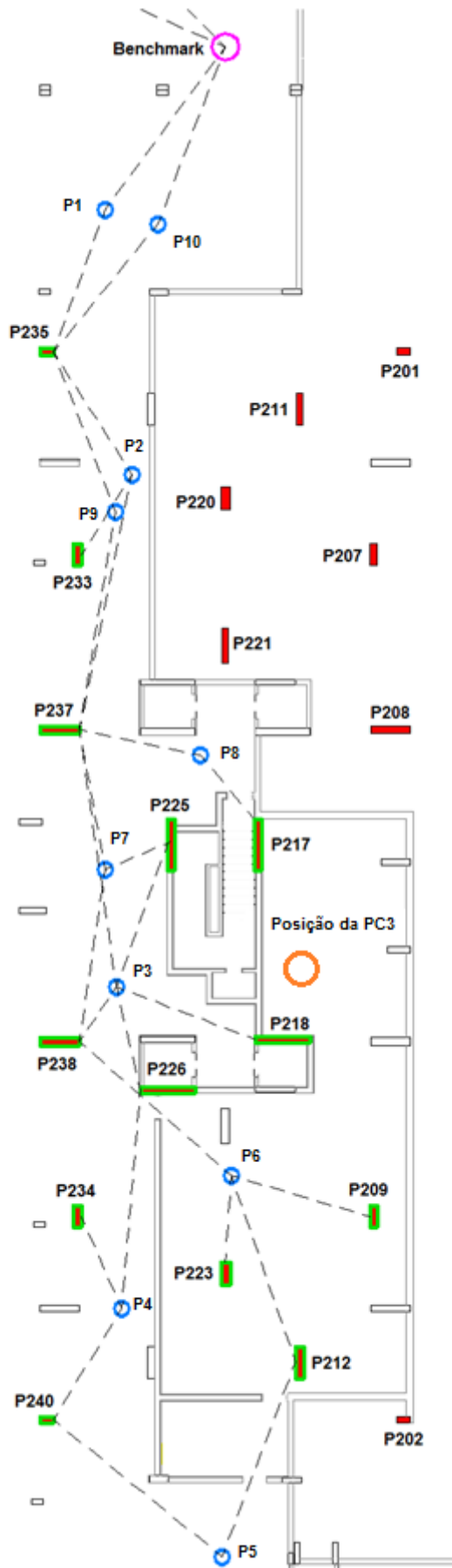


Figura 5.9 Localização dos pontos de medida de recalque do Bloco 2.

5.2 Prova de carga estática

Esse ensaio foi realizado em conformidade com a NBR 12131/06 (ABNT, 2006) Estaca – Prova de carga estática, com o objetivo de avaliar a capacidade de carga da estaca e seu deslocamento correspondente.

Foram impostos incrementos progressivos de carga no topo das estacas. Elas foram instrumentadas com extensômetros para a determinação das tensões e deformações ao longo delas, e medidos os seus deslocamentos correspondentes.

No presente trabalho, foram realizadas duas provas de carga, PC1 no Bloco 1 e PC3 no Bloco 2, nas estacas tipo hélice contínua.

O ensaio da PC1 foi do tipo estático-lenta com o carregamento inicial de 12,7 kN (1,3 tf), seguido da carga de 247,6 kN (25,3 tf). Os demais estágios foram acrescidos de 196,1 kN (20,0 tf) em relação ao estágio anterior, mantendo-se a carga até estabilização dos deslocamentos, no mínimo 30 (trinta) minutos estabelecido pela NBR 12131/06 (ABNT, 2006). O ensaio foi conduzido até atingir um total de 1372,9 kN (140,0 tf), quando foi interrompido devido ao rompimento da solda das chapas na vigas, conforme a figura 5.9. Após o rompimento foi realizada a descarga em quatro estágios de 343,2 kN (35,0 tf), mantendo-se por um tempo de estabilização. Neste caso, não houve necessidade do recarregamento da estaca, pois ela foi ensaiada até 1,6 vezes a carga de trabalho, valor aceitável por norma, item 9.2.2.1 tabela 6 da NBR 6122/10 (ABNT, 2010).



Figura 5.10 Detalhe do sistema de ligação com barra de aço rompida.

A PC3 também foi do tipo estático-lenta com o carregamento inicial de 21,6 kN (2,2 tf), seguido da carga de 98,1 kN (10,0 tf). Os demais estágios foram incrementados de 196,1 kN (20,0 tf) em relação ao estágio anterior, seguindo também a NBR 12131/06 (ABNT, 2006) até o período de estabilização. O ensaio foi conduzido até atingir um total de 1575,9 kN (160,6tf), a qual foi mantida por 12 horas, após a estabilização dos deslocamentos. Em seguida, foi realizada a descarga em 4 (quatro) estágios de 394,0 kN (40,2 tf), mantendo-se por um tempo de estabilização no mínimo de 15 (quinze) minutos para a estabilização segundo os critérios da norma.

De acordo com os valores de carga versus recalque foi possível obter a carga de ruptura segundo método de Van der Veen, baseado em formulação matemática, devido aos pequenos recalques obtidos pelas provas de carga realizadas. A montagem do ensaio está apresentada na figura 5.11.



Figura 5.11 Montagem da Prova de Carga.

Para a realização do ensaio adotou-se como sistema de reação uma viga metálica ancorada em quatro estacas de reação afastadas aproximadamente 2,50 m eixo a eixo da estaca ensaiada. As estacas de reação não fazem parte do projeto e foram executadas com diâmetro de 0,40 m e comprimentos de 12 m para PC1 e 11 m para a PC3. As estacas de aço ensaiadas apresentavam diâmetros de 0,50 m e profundidades de 15 m para PC1 e 13 m para PC3, com bloco de coroamento de 0,80 m x 0,80 m e 0,65 m

de altura. O concreto utilizado nessas estacas possuía resistência característica (f_{ck}) de 20 MPa.

5.3 Instrumentação dos Pilares

5.3.1 *Strain gauge*

Para as leituras de deformação dos pilares foram utilizados extensômetros elétricos de resistência, *strain gauges* tipo KFG-5-120-D16-11 da *Kyowa Eletronic Instruments CO. Ltda.*, colados com adesivo KBR 610, em barras de aço CA-25, com ½" de diâmetro e 0,4 m de comprimento, e instalados aos pares no mesmo nível, em posição diametralmente oposta, com ligação em ponte completa.

A ponte foi ligada na unidade de leitura e alimentação (Vishay). Para ligar os extensômetros à unidade leitora utilizou-se cabo elétrico AF 4 x 26 AWG (T). A proteção dos *strain gauges* contra a umidade e choques mecânicos foi feita com a utilização de resina de isolamento elétrico.

As barras instrumentadas foram calibradas na prensa do Laboratório de Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil e Urbanismo da Unicamp pelo professor Paulo Albuquerque, possibilitando corrigir eventuais diferenças nas leituras de deformação e possíveis erros de instalação.

Seguindo-se corretamente os procedimentos de colagem, o *strain gauge* se deforma nas mesmas proporções do corpo em teste, obtendo-se assim a deformação dos pilares, local onde os *strain gauges* foram instalados antes da concretagem, conforme disposto na figura a seguir:

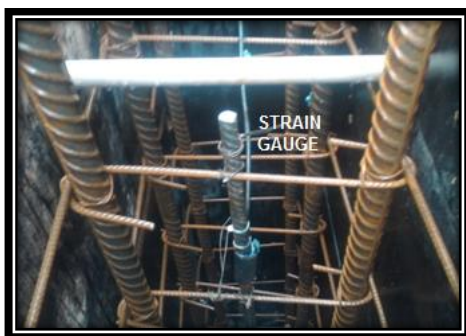


Figura 5.12 *Strain Gauge* instalados nos estribos dos pilares.

As leituras dos *strain gauges* foram realizadas no período de 1º/12/2011 a 05/04/2012 e foram instalados em vinte de quarenta e dois pilares do Bloco 2.

Para o cálculo do valor de carga recebida pelos pilares instrumentados foi necessário calcular a área da seção de aço, com base na dimensão da armação, e a dimensão dos pilares instrumentados para assim calcular a área de concreto de cada pilar.

Obtidos esses valores, foi desenvolvida uma planilha com ajuda do professor Paulo Albuquerque da Universidade de São Paulo (USP) para o cálculo das cargas. Essa planilha contém os valores obtidos da área das seções de aço e concreto e pelas leituras das deformações totais, obtidas pela soma da leitura inicial, considerada leitura zero, pela leitura posterior a ela multiplicada por -1, pois os valores das leituras resultam em um valor negativo. Para o cálculo da carga total obtida por meio da medição realiza-se o cálculo apresentado na equação 5.1:

$$Carga\ Total = \Delta \times \varepsilon \times E_c + A_s \times \varepsilon \times E_s$$

Sendo:

Δ : Área de aço menos a área de concreto;

ε : Deformação axial medida;

E_c : Módulo de elasticidade do concreto;

A_s : Área de aço;

E_s : Módulo de elasticidade do aço.

No caso em questão os extensômetros fornecem deformações longitudinais e transversais que são relacionadas por meio do coeficiente de Poisson (ν). Para o cálculo da deformação axial medida (ε), bastou dividir a deformação total lida por 2,6, valor este, advindo do coeficiente de Poisson de 0,3 adotado. Isto é utilizado para o cálculo da carga na barra, e para se estender ao cálculo para o pilar deve-se levar em consideração a seção transversal da peça e taxa de aço (Soares, 2004).

Para o cálculo da força ou tensão aplicada é feita a diferença da área da seção do pilar pela área da seção de aço, obtendo a área de concreto,

multiplica-se esse valor pela deformação axial (ϵ) e pelo módulo de elasticidade do concreto, soma-se então pela área do aço multiplicada pela deformação axial (ϵ) e pelo módulo de elasticidade do aço, ou seja, aplica-se a lei de Hooke, Eq. 5.2:

$$\sigma = \epsilon \times E \quad (5.2)$$

Onde:

σ : Tensão;

ϵ : Deformação axial;

E: Módulo de elasticidade.

O módulo de elasticidade do concreto adotado neste trabalho foi obtido em laboratório, conforme item 5.3.2.

As figuras 5.13 e 5.14 apresentam o detalhamento dos pilares instrumentados com os *strain gauges* e suas respectivas posições de instalação nos pilares e cotas. Vale ressaltar a importância de saber dessa disposição de instalação, pois qualquer distorção nos resultados pode ter sido ocasionada pelos diferentes posicionamentos. Com base nos resultados obtidos e na experiência do trabalho, o ideal seria instalar barras instrumentadas com *strain gauges* em pelo menos quatro pontos, nas faces dos pilares, diferente deste trabalho em que os pilares foram instrumentados com uma barra apenas.

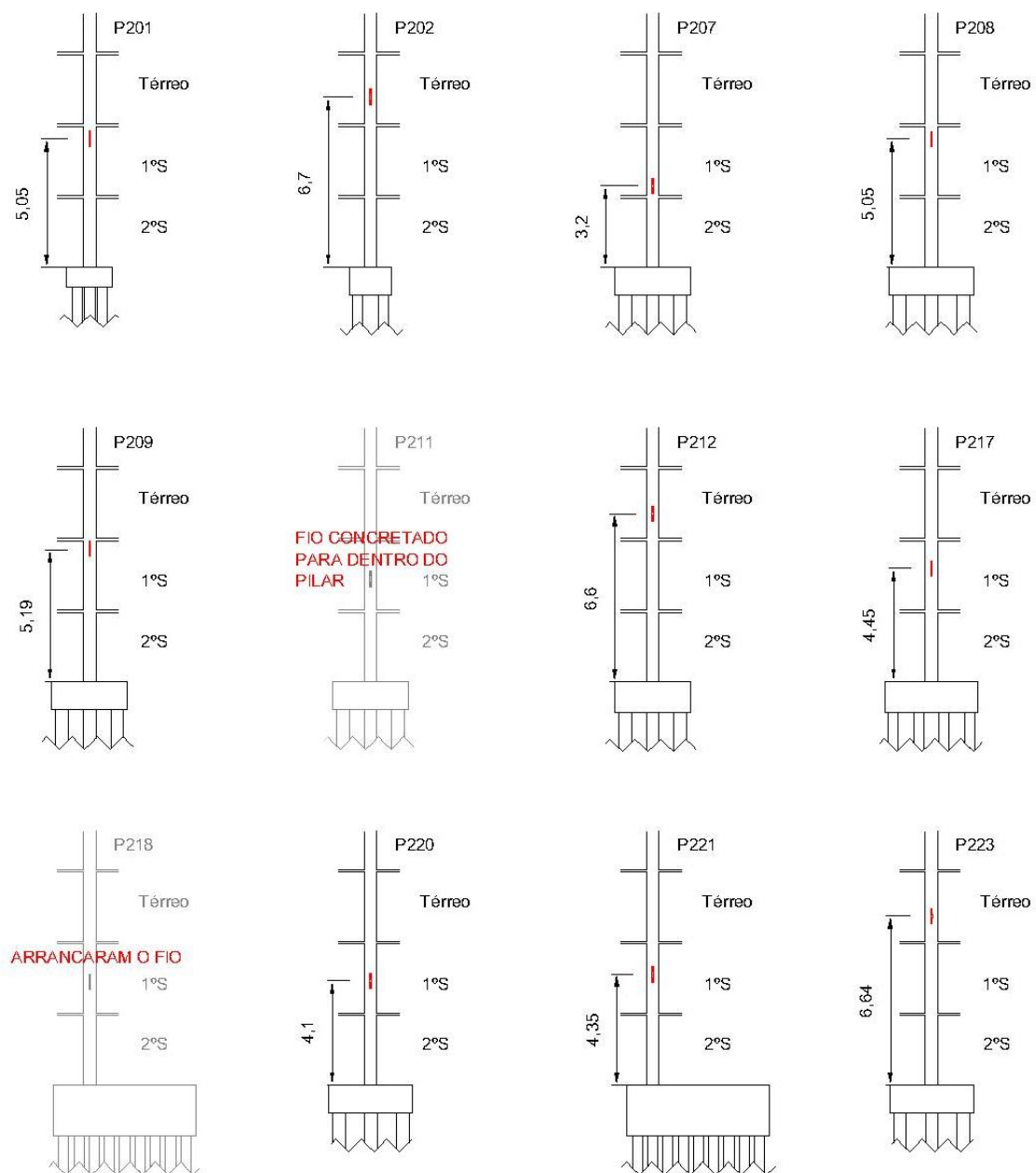


Figura 5.13 Disposição da instalação dos *strain gauges*.

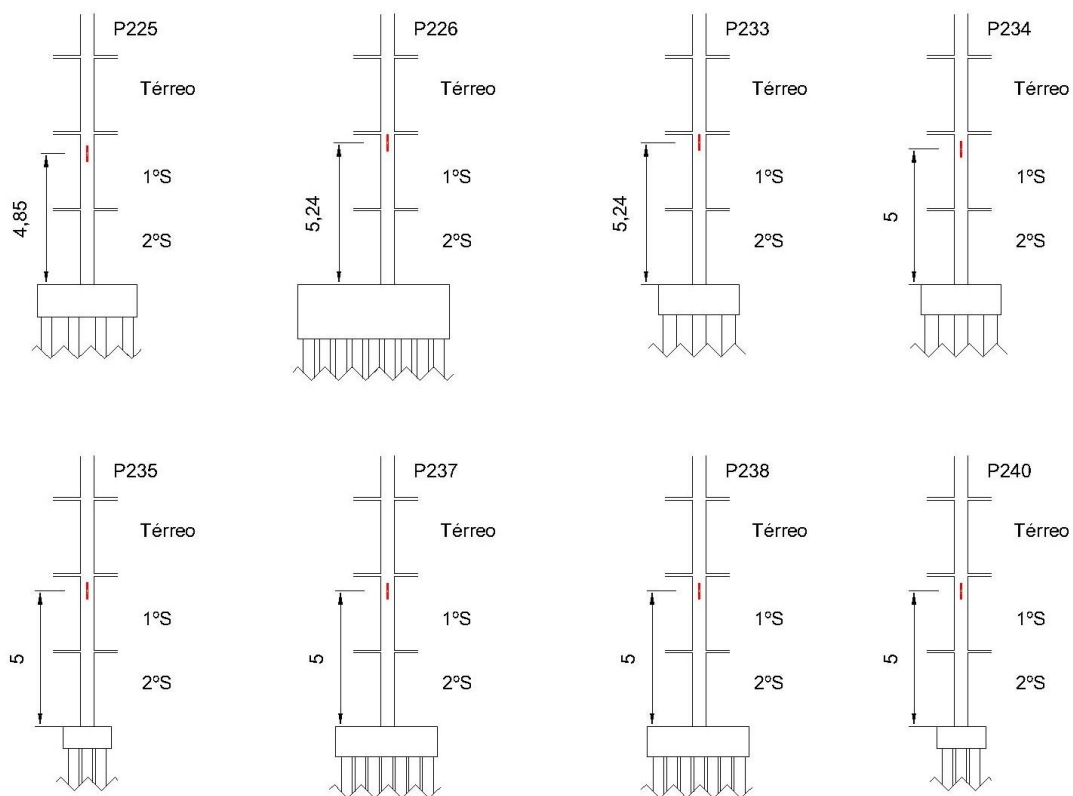


Figura 5.14 Disposição da instalação dos *strain gauges*.

Na figura 5.15 está exposto o detalhe de amarração do *strain gauge* no estribo do pilar.

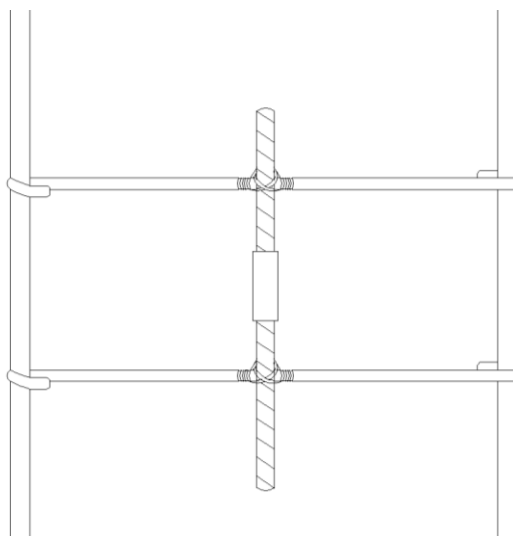


Figura 5.15 Detalhe de amarração dos *strain gauges*.

5.3.2 Ensaio para módulo de elasticidade e resistência do concreto

Para a determinação do módulo de elasticidade do concreto seguiu-se a NBR 8522/08 (ABNT, 2008) - Determinação do módulo de elasticidade à compressão. Primeiramente, seguindo a NBR 5738/03 (ABNT, 2003) - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova, no dia 24/03/2011 foram moldados 12 (doze) corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura com duas camadas de concreto e doze golpes por camada. Após o adensamento da última camada foi realizado o rasamento da superfície com uma régua metálica. Depois de moldados, os corpos-de-prova ficaram 24 horas no local da obra para posteriormente serem levados ao laboratório da Universidade de Brasília (UnB) e guardados na câmara úmida.

O ensaio à compressão consiste de uma prensa a qual vai aplicando carga ao corpo-de-prova até seu rompimento para determinar quanto de carga o corpo-de-prova aguenta até romper, determinando sua resistência. A prensa utilizada para o ensaio foi devidamente calibrada por técnicos de São Paulo que são responsáveis apenas por aferir os equipamentos.

O ensaio para definir o módulo de elasticidade é feito também com a mesma prensa, porém são instalados nos corpos-de-prova extensômetros, os quais vão medindo a deformação do concreto enquanto a carga é aplicada até seu rompimento, conforme apresentado na figura 5.16.



Figura 5.16 Ensaio para a determinação do módulo de elasticidade.

Os corpos-de-prova seriam ensaiados com sete e vinte e oito dias depois de moldados, porém como os corpos-de-prova foram moldados em um sábado devido ao cronograma da obra de concretagem dos pilares, não foi possível realizar os ensaios nessas datas, pois o laboratório não abria aos

sábados para a realização dos ensaios, então se ensaiou dois corpos-de-prova com seis dias e os outros dez com vinte sete dias.

O ensaio à compressão foi realizado no dia 30/03/2012 como forma de obtenção da resistência do concreto. Realizou-se duas medidas de diâmetro e duas medidas de comprimento para cada corpo-de-prova para depois fazer a média aritmética. Fez-se a pesagem dos corpos de prova, com os valores de diâmetro calculou-se a área da seção para posteriormente com o valor de carga aplicados nos corpos-de-prova no momento dos seus rompimentos, calcular a tensão aplicada, determinando sua resistência. Os corpos-de-prova foram retificados para serem prensados em vez de se utilizar o neoprene para o rompimento, em vista de obter resultados mais apurados à pesquisa.

O ensaio para aferir o módulo de elasticidade foi realizado no dia 20/04/2011, obtendo-se resultados para três corpos de prova ensaiados, os quais obtiveram a média entre os resultados para obter o valor final do módulo de elasticidade.

No item 8.2 serão abordados alguns problemas referentes à obtenção do módulo de elasticidade do concreto para a realização das análises de medição de carga na estrutura.

6 CRONOGRAMAS DAS ATIVIDADES E ENSAIOS REALIZADOS

Este trabalho teve início com o projeto de pesquisa de iniciação científica, tendo sido concluídas as análises na fase de desenvolvimento da monografia de final de curso.

A seguir apresentam-se as tabelas 6.1a, 6.1b e 6.2 referentes ao cronograma de atividades e realização dos ensaios.

Tabela 6.1a Cronograma de atividades da iniciação científica.

Cronograma	Ago 11	Set 11	Out 11	Nov 11	Dez 11	Jan 12	Fev 12	Mar 12	Abr 12	Mai 12	Jun 12	Jul 12	Ago 12
1. Revisão bibliográfica													
2. Realização dos ensaios													
3. Organização dos dados													
4. Análise dos resultados													
5. Elaboração do Relatório													

Tabela 6.1b Cronograma de atividades da monografia de final de curso.

Cronograma	Jan 13	Fev 13	Mar 13	Abr 13	Mai 13
1. Revisão bibliográfica					
2. Incorporação da Análise de Randolph					
3. Organização dos dados					
4. Análise dos resultados					
5. Elaboração do Relatório					

Tabela 6.2 Cronograma de ensaios.

Cronograma	Ago 11	Set 11	Out 11	Nov 11	Dez 11	Jan 12	Fev 12	Mar 12	Abr 12	Mai 12	Jun 12	Jul 12	Ago 12
1. Standard Penetration Test (SPT)													
2. Monitoramento de Recalques													
3. Leitura dos <i>Strain Gauges</i>													
4. Rompimento do corpo de prova													

Observação: O ensaio de prova de carga estática não se encontra registrado, pois sua realização foi em junho e julho de 2011, antes da data de início do estudo, porém para enriquecimento da monografia, seus dados foram considerados para melhor análise dos resultados.

A tabela 6.3 apresenta a descrição de todos os ensaios realizados na realização do presente estudo.

Tabela 6.3 Relação dos ensaios executados.

ENSAIOS	DETALHES	DATAS	NÚMERO DE LAJES	
SPT	Furo de sondagem para locação do "Bench Mark"	27/10/2011	1ª Laje	
	Instalação do "Bench Mark"	27/10/2011	1ª Laje	
	Instalação dos pinos	31/10/2011	2ª Laje	
Monitoramento de recalque	NÚMERO DAS MEDIÇÕES	DATAS	NÚMERO DE LAJES BI 1/BI 2	
	Nivelamento	15/12/2011	3ª Laje	3ª Laje
	1ª	12/01/2012	10ª Laje	8ª Laje
	2ª	23/02/2012	13ª Laje	12ª Laje
	3ª	03/05/2012	21ª Laje	22ª Laje
	4ª	1º/08/2012	22ª Laje	22ª Laje

Continuação da Tabela 6.3 Relação dos ensaios executados.

Leitura dos strain gauges	Instalação dos strain gauges	15/11/2011	2ª Laje
	Leitura zero	1º/12/2011	3ª Laje
	1ª Intermediária	08/12/2011	3ª Laje
	Nivelamento 1ª	15/12/2011	4ª Laje
	2ª Intermediária	22/12/2011	5ª Laje
Leitura dos strain gauges	3ª Intermediária	29/12/2011	5ª Laje
	4ª Intermediária	05/01/2012	6ª Laje
	2ª	12/01/2012	8ª Laje
	5ª Intermediária	20/01/2012	8ª Laje
	6ª Intermediária	26/01/2012	9ª Laje
	7ª Intermediária	03/02/2012	10ª Laje
	3ª	23/02/2012	12ª Laje
	8ª intermediária	1º/03/2012	13ª Laje
	9ª Intermediária	09/03/2012	14ª Laje
	10ª Intermediária	16/03/2012	16ª Laje
	11ª Intermediária	05/04/2012	18ª Laje
	4ª	03/05/2012	21ª Laje
	5ª	1º/08/2012	22ª Laje
Rompimento do corpo de prova	DETALHES	DATAS	
	Moldagem dos corpos-de-prova	24/03/2012	
	Desmoldagem e armazenamento em câmara úmida	25/03/2012	
	Rompimento por compressão	30/03/2012	
	Rompimento módulo de elasticidade	20/04/2012	

7 CARACTERIZAÇÃO DA OBRA E DO SUBSOLO

O edifício residencial da obra em estudo situa-se em Águas Claras – DF e compreende dois blocos e periferias. Cada bloco apresenta vinte e dois pavimentos sendo dois subsolos, um térreo e dezenove pavimentos tipo. O lote do empreendimento apresenta pouco mais de 8000 m².

Foram realizados seis furos de sondagem à percussão e dois furos de sondagem mista, à percussão e à trado. Os furos de sondagem à percussão SPT identificaram o subsolo, de modo geral na região das projeções, constituídos por um horizonte de silte argiloso variando de 1 a 6 m e N_{SPT} de 5

a 13 golpes sobrejacente a uma camada de silte arenoso variando de 6 a 12,45 m e N_{SPT} de 6 a 58 golpes, e nível d'água variando de 2,10 a 3,60 m.

As sondagens mistas perfizeram um total de 38,19 m, com subsolo variando de canga laterítica com N_{SPT} de 9 a 25 golpes, argila siltosa com N_{SPT} de 4 a 33 golpes, silte argiloso com N_{SPT} de 10 a 23 golpes e siltito com N_{SPT} de 34 a 50 golpes, e nível d'água variando de 2,70 a 3,90 m.

As fundações das duas torres foram feitas em estaca hélice monitoradas com diâmetro variando de 400 a 500 mm com bloco de coroamento para distribuir as cargas de forma mais uniforme. Porém cada uma das duas torres possuem dois blocos centrais que recebem cinco pilares e são compostos por 33 (trinta e três) estacas cada, sendo tratado como “radier estaqueado”, conforme figura 7.1. A altura adotada do bloco foi de 1,4 m e seu dimensionamento foi realizado com auxílio do programa GARP sendo calculado como um radier estaqueado.

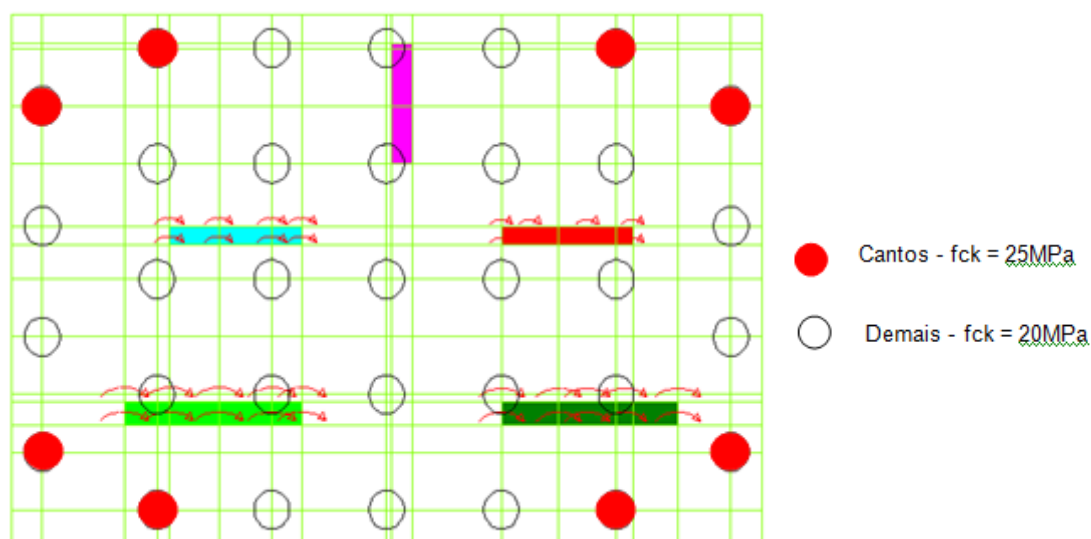


Figura 7.1 Disposição das estacas nos blocos centrais.

Nesse caso tanto o bloco como as estacas serão responsáveis pela capacidade de carga máxima e recalque sob condições de trabalho. Foi considerado um comprimento executivo de 10 m para as estacas desses blocos. Deste comprimento se forem retiradas a altura do poço do elevador e do bloco (definida como 1,4 m), resultaria num comprimento útil de 7 m.

As demais estacas apresentaram comprimento médio de 15 m com diâmetro variando de 400 a 500 mm.

8 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS DADOS

8.1 Controle de recalque

O presente trabalho consistiu em analisar o desempenho da fundação ao longo de todas as etapas de carregamento, acompanhando o desenvolvimento dos recalques ao longo do tempo e suas devidas redistribuições dos esforços, observando os efeitos da interação solo-estrutura e sua consequente diminuição dos recalques diferenciais, podendo-se comparar os resultados medidos com os resultados estimados convencionalmente.

As figuras 8.1 e 8.2 apresentam o acréscimo de carga, por meio de levantamentos dos quantitativos dos serviços executados até a data da 4ª medição realizada no dia 01/08/12 enquanto a figura 8.3 apresenta a fase da obra em que se encontrava na última medição de recalque (4ª medição). Os levantamentos foram feitos *in locu* nas mesmas datas das medições de recalque.

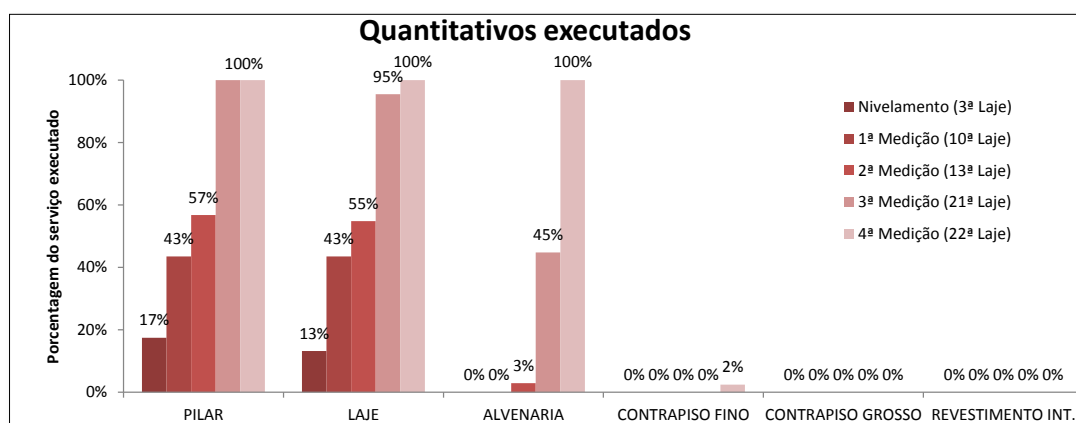


Figura 8.1 Quantitativos dos serviços executados nas medições do Bloco 1.

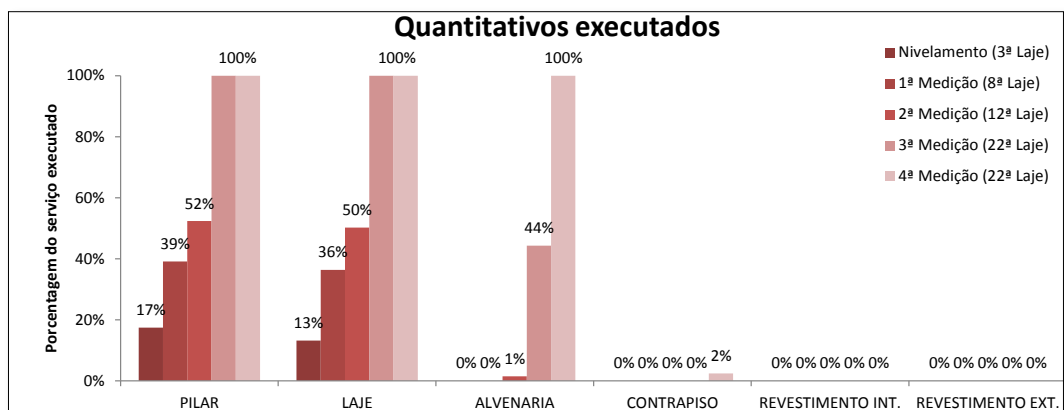


Figura 8.2 Quantitativos dos serviços executados nas medições do Bloco 2.

Pode-se observar por meio dos quantitativos a progressão dos carregamentos ao longo do tempo, podendo chegar a uma estimativa de período para se realizar as medições de recalque da obra.

Com a descrição dos serviços executados é possível estimar também a parcela de carregamento que a obra está em relação ao todo no momento da medição e com isso verificar se o recalque medido está coerente com o estágio em que a obra se encontra.

Conforme observado nas figuras 8.1 e 8.2 nota-se que os dois blocos do empreendimento estão progredindo juntos, em uma mesma fase de carregamento.



Figura 8.3 Fase da obra na 4ª medição – Bloco 1 e 2

São apresentados no anexo A e B os resultados obtidos das medições de recalque durante os estudos para melhor entendimento.

Abaixo são apresentadas as figuras 8.4, 8.5, 8.6 e 8.7 dos recalques e velocidades de recalques acumuladas durante o período da medição.

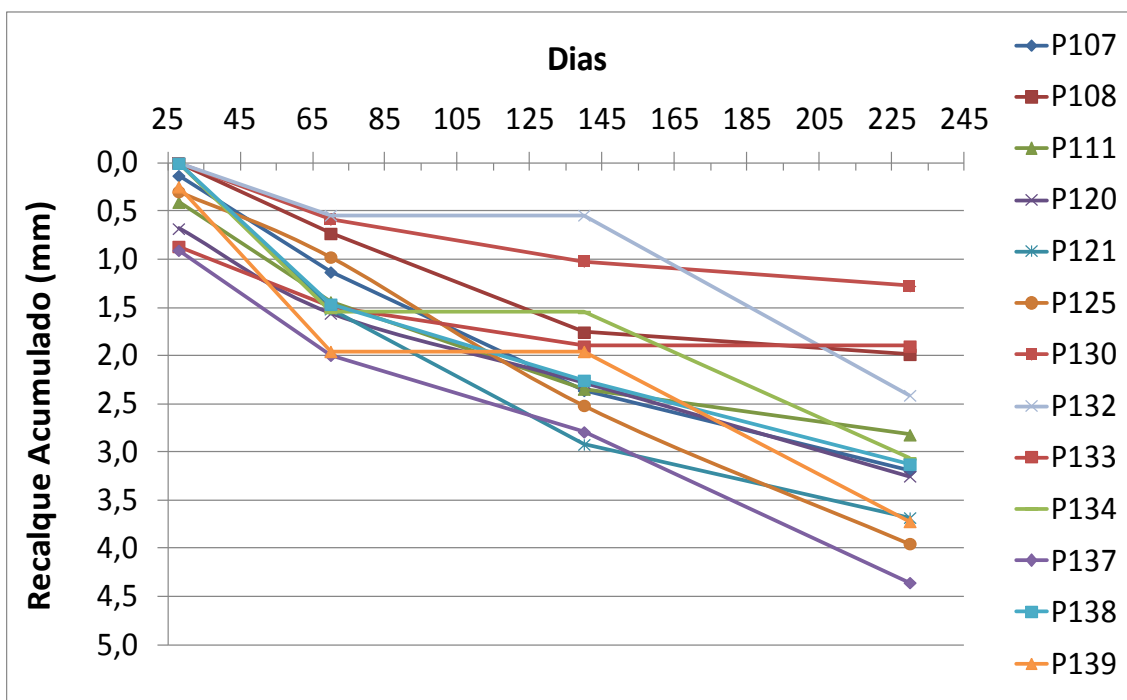


Figura 8.4 Recalque acumulado pelo período de medição do Bloco 1.

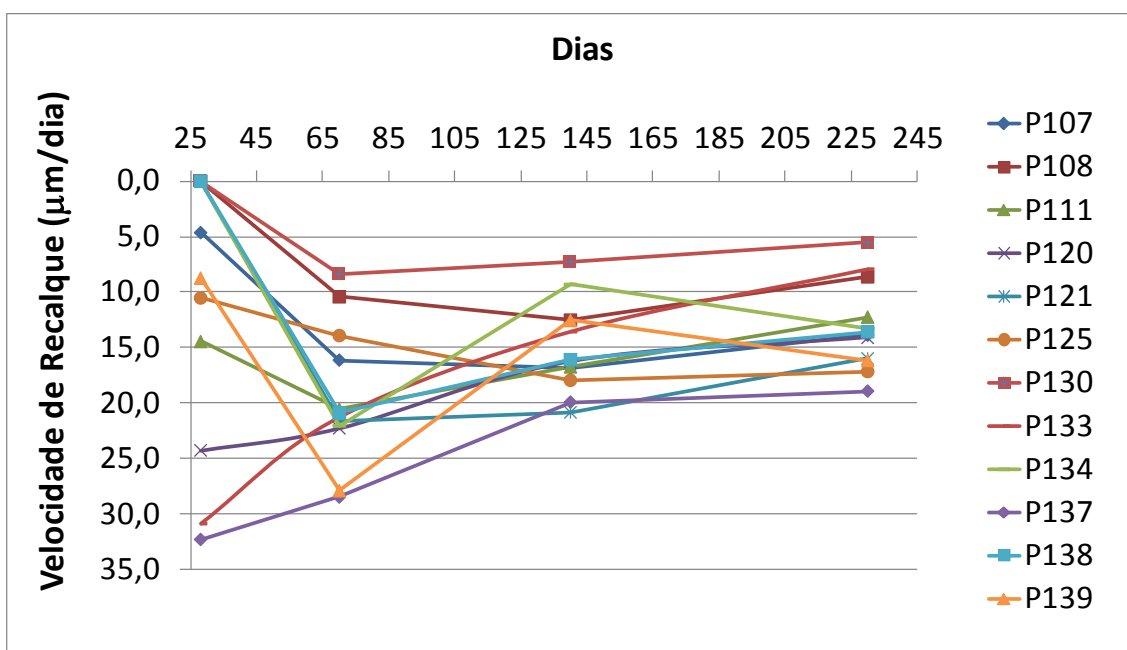


Figura 8.5 Velocidade de recalque acumulada pelo período de medição do Bloco 1.

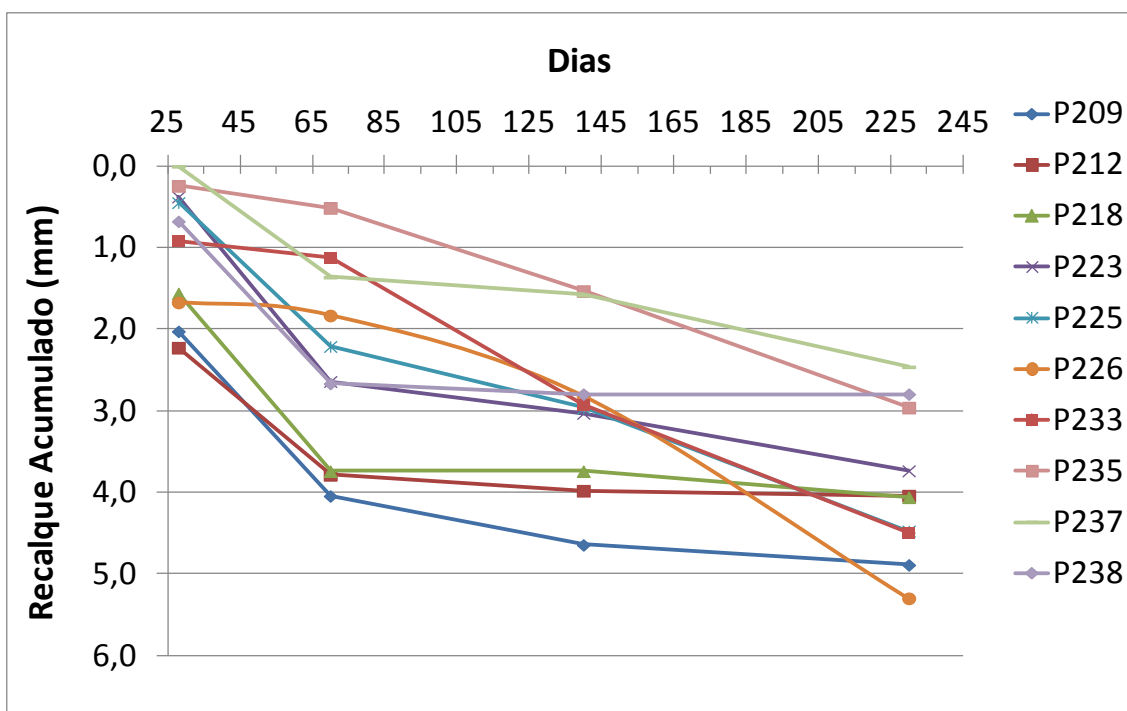


Figura 8.6 Recalque acumulado pelo período de medição do Bloco 2.

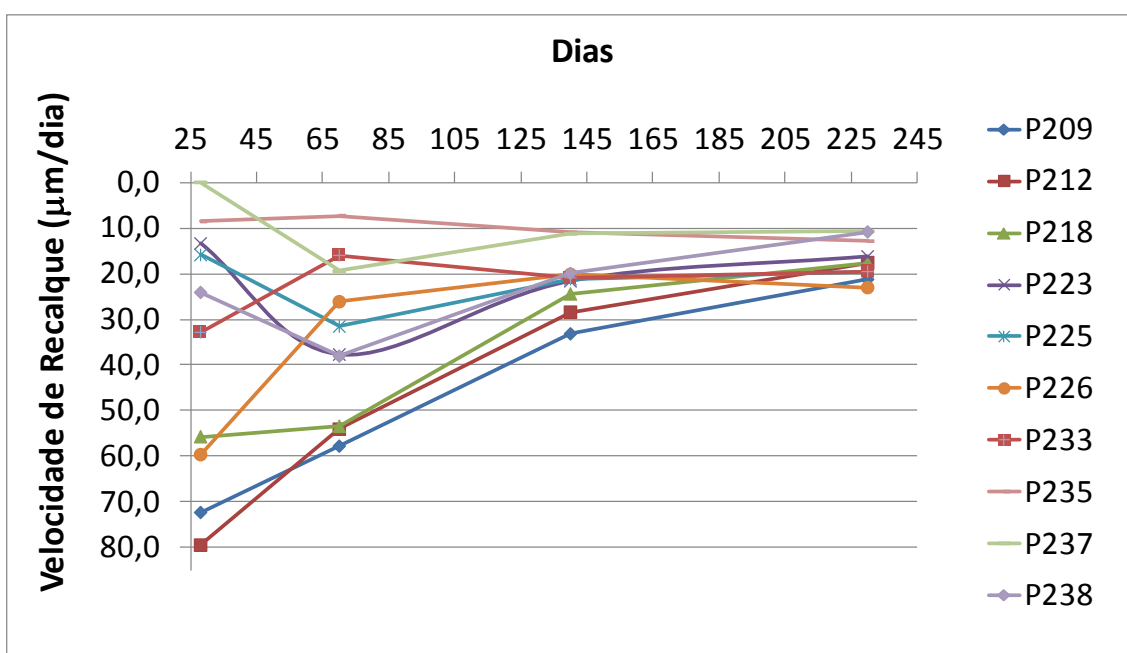


Figura 8.7 Velocidade de recalque acumulada pelo período de medição do Bloco 2.

Conforme as figuras acima observa-se que o pilar P137 obteve praticamente em todas as medições o maior valor de recalque total e de velocidade de recalque, os quais podem ser definidos por meios das tabelas de recalque total e média de velocidade de recalque no período Δt da 1ª, 2ª, 3ª e 4ª medições no anexo A, 4,355 mm e 18,93 $\mu\text{m}/\text{dia}$ respectivamente. Enquanto para o P226 apresenta em sua última medição os maiores valores para recalque total, 5,300 mm de acordo com a mesma tabela citada acima do anexo B, e velocidade de recalque, 23,04 μm . Sabendo que de acordo com as bibliografias consagradas, citadas anteriormente, os valores de velocidade de recalque para um edifício em fase construtiva que apresenta fundações profundas é de até 80 $\mu\text{m}/\text{dia}$, pode-se constatar que a obra em estudo obedece aos padrões de referência e se encontra bem distante dos valores limites mencionados.

A seguir são apresentados as curvas de iso-recalque de cada bloco (figuras 8.8, 8.9, 8.10, 8.11, 8.12, 8.13, 8.14 e 8.15) realizadas pelo *software Surfer* e os valores de distorção angular obtidos (tabela 8.3 e 8.4):

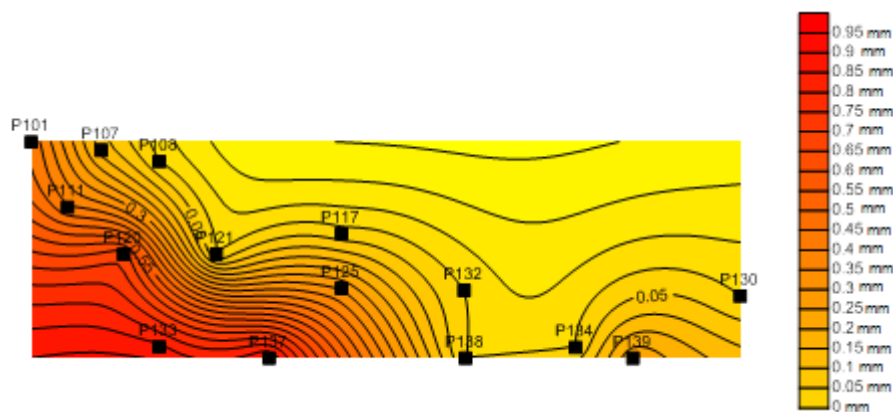


Figura 8.8 Curvas de iso-recalque da 1ª medição do Bloco 1.

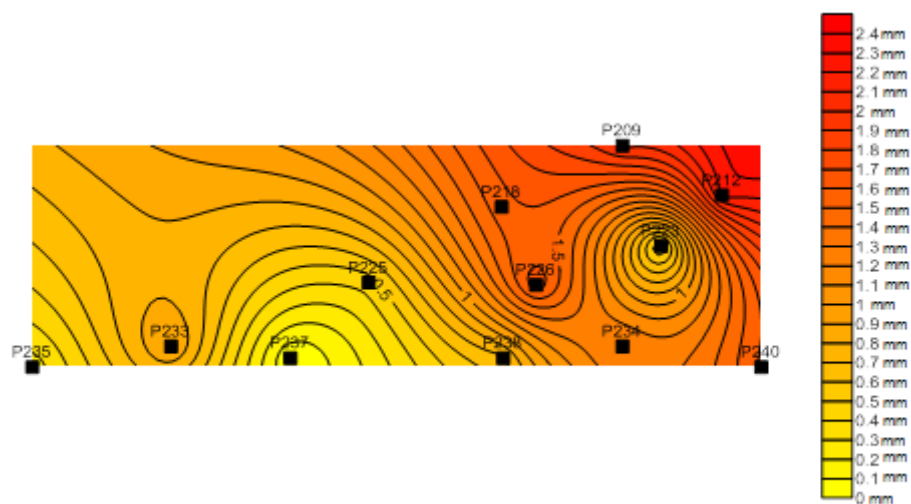


Figura 8.9 Curvas de iso-recalque da 1ª medição do Bloco 2.

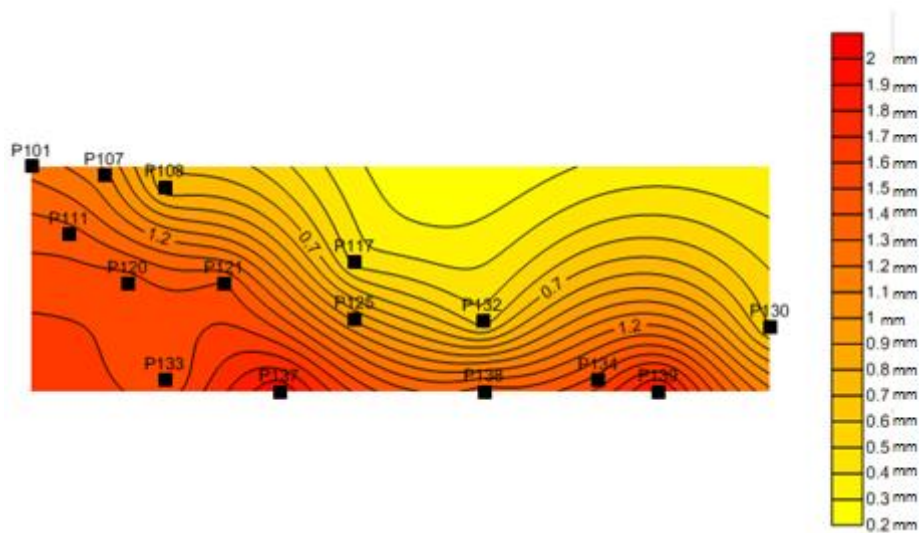


Figura 8.10 Curvas de iso-recalque da 2ª medição do Bloco 1.

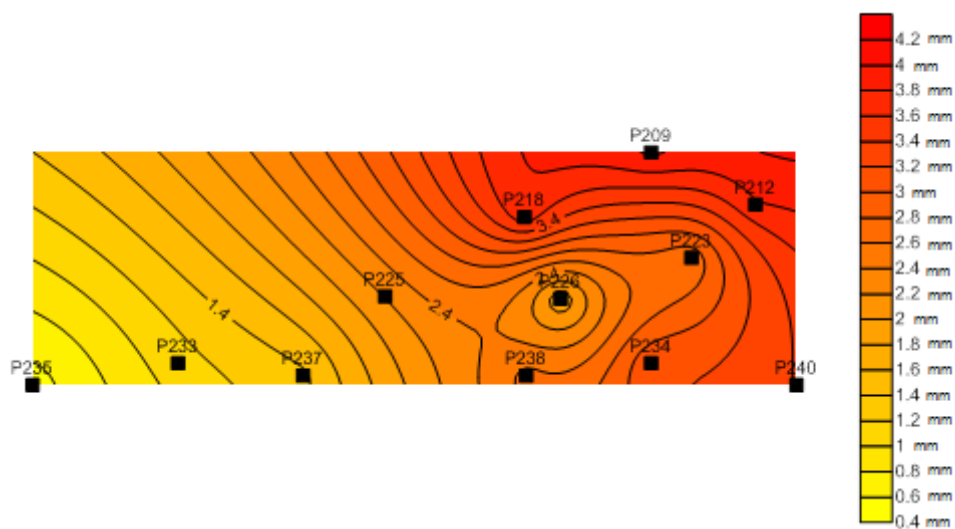


Figura 8.11 Curvas de iso-recalque da 2ª medição do Bloco 2.

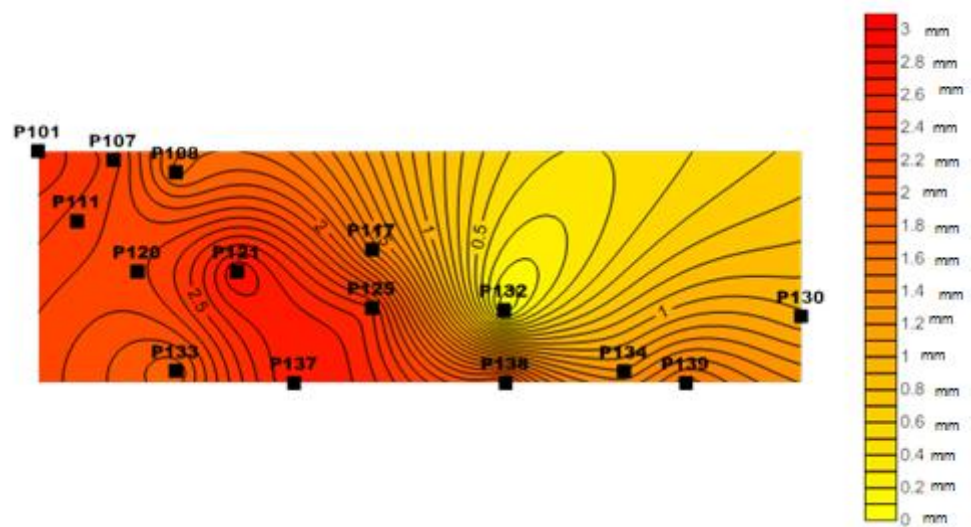


Figura 8.12 Curvas de iso-recalque da 3ª medição do Bloco 1.

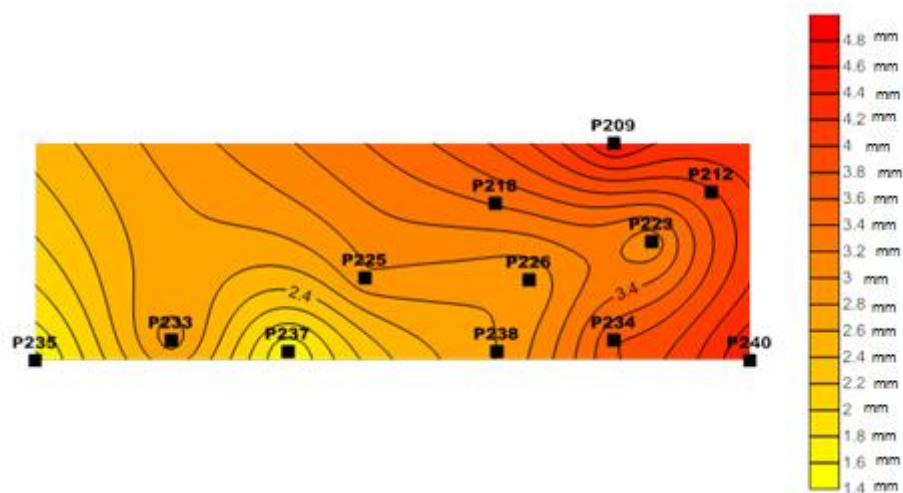


Figura 8.13 Curvas de iso-recalque da 3ª medição do Bloco 2.

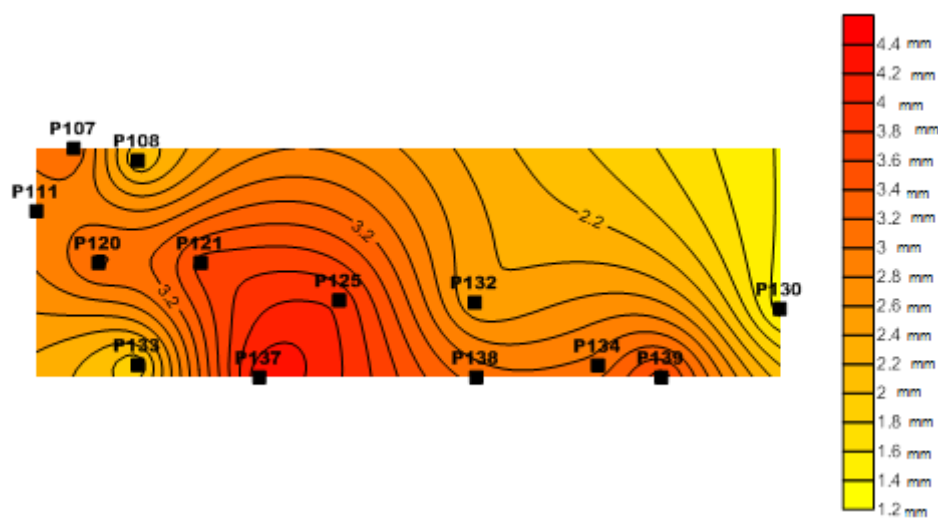


Figura 8.14 Curvas de iso-recalque da 4ª medição do Bloco 1.

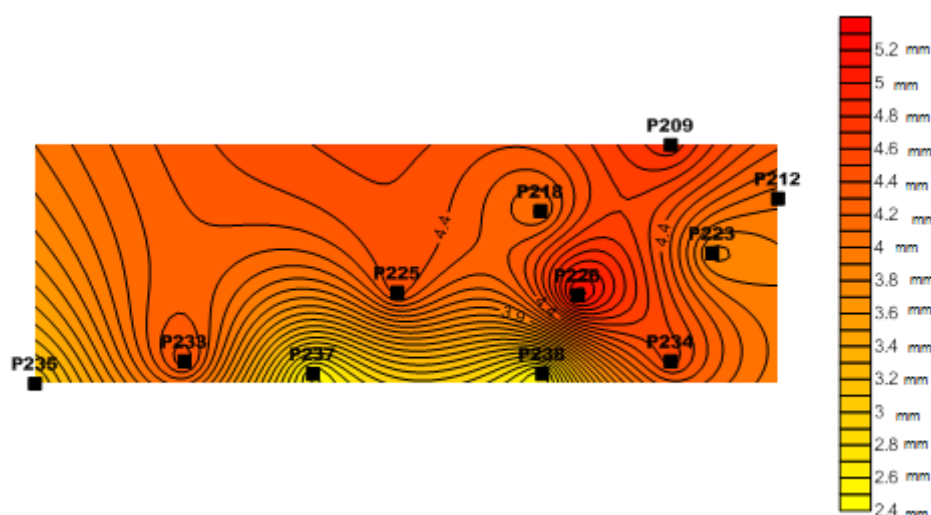


Figura 8.15 Curvas de iso-recalque da 4ª medição do Bloco 2.

As curvas de iso-recalque permitem analisar a sua distribuição espacial na projeção do edifício. Essas curvas representam os pilares que obtiveram igual assentamento, análogas às curvas de nível e facilitam a visualização dos recalques para cada medição.

É possível obter uma estimativa da combinação de pilar que apresenta maior recalque distorcional por meio dessas curvas, observando a maior concentração de linhas em uma área entre dois pilares considerando a menor variação de cor da escala de recalque entre eles, ou seja, a menor distância.

Tabela 8.1 Recalques distorcionais referentes à 4ª medição do Bloco 1.

	P107	P108	P111	P120	P121	P125	P130	P132	P133	P134	P137	P138	P139
P107	-	1/2879	0	0	0	0	0	0	1/8831	0	0	0	0
P108	-1/2879	-	-1/7252	-1/4632	-1/3789	-1/6672	0	0	0	0	-1/5612	0	0
P111	0	1/7252	-	0	0	0	0	0	1/9912	0	-1/9693	0	0
P120	0	1/4632	0	-	0	0	0	0	-1/4112	0	-1/9560	0	0
P121	0	1/3789	0	0	-	0	0	0	1/3462	0	0	0	0
P125	0	1/6672	0	0	0	-	1/8810	1/4706	1/5323	0	0	0	0
P130	0	0	0	0	0	-1/8810	-	0	0	-1/5693	-1/9114	-1/8994	-1/2994
P132	0	0	0	0	0	-1/4706	0	-	0	0	-1/6268	-1/5603	-1/8209
P133	-1/8831	0	-1/9912	-1/4112	-1/3462	-1/5323	0	0	-	0	-1/2582	0	0
P134	0	0	0	0	0	0	1/5693	0	0	-	0	0	-1/5274
P137	0	1/5612	1/9693	1/9560	0	0	1/9114	1/6268	1/2582	0	-	1/9431	0
P138	0	0	0	0	0	0	1/8994	1/5603	0	0	-1/9431	-	0
P139	0	0	0	0	0	0	1/2994	1/8290	0	1/5274	0	0	-

De acordo com a tabela 8.1 apresentada, pode-se verificar que os valores de distorção máximos obtidos para o Bloco 1 são:

- P133/137: 1/2583
- P130/139: 1/2879

Tabela 8.2 Recalques distorcionais referentes à 4ª medição do Bloco 2.

	P209	P212	P218	P223	P225	P226	P233	P234	P235	P237	P238
P209	-	1/7137	1/8910	1/5093	0	0	0	0	0	1/8854	1/5563
P212	-1/7137	-	0	0	0	-1/8931	0	0	0	0	1/9630
P218	-1/8910	0	-	0	0	-1/3753	0	0	0	1/8859	1/5281
P223	-1/5093	0	0	-	0	-1/4559	0	-1/7130	0	0	1/8519
P225	0	0	0	0	-	0	0	0	0	1/2946	1/4249
P226	0	1/8931	1/3753	1/4559	0	-	0	1/7822	0	1/4921	1/1564
P233	0	0	0	0	0	0	-	0	1/4980	1/3209	1/9056
P234	0	0	0	1/7130	0	-1/7822	0	-	0	1/8624	1/3163
P235	0	0	0	0	0	0	-1/4980	0	-	0	0
P237	-1/8854	0	-1/8859	0	-1/2946	-1/4921	-1/3209	-1/8624	0	-	0
P238	-1/5563	-1/9630	-1/5281	-1/8519	-1/4249	-1/1564	-1/9056	-1/3163	0	0	-

De acordo com a tabela 8.2, pode-se verificar que os valores de distorção máximos obtidos para o Bloco 2 são:

- P226/238: 1/1564
- P225/237: 1/2946

8.2 Obtenção do módulo de deformabilidade

Para obtenção das cargas medidas nos pilares faz-se necessário a determinação do módulo de elasticidade do concreto, conforme descrito no item 5.3.1.

Pela NBR 6118/07 (ABNT, 2007) Projeto de estruturas de concreto, o módulo de elasticidade do concreto a ser especificado em projeto e controlado na obra é dado usando a equação 8.1:

$$E_{ci} = 5600 \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (8.1)$$

Dessa forma, para o concreto utilizado de 25 MPa, teríamos um $E_{ci} = 28000 \text{ MPa} = 28 \text{ GPa}$.

Para uma idade $j \geq 7$ dias o f_{ck} pode ser substituído pelo f_{cj} nessa mesma expressão.

Vale ressaltar que a idade do concreto no momento da medição em campo não foi de 28 dias.

O módulo de elasticidade secante a ser empregado nas análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e averiguação de estados limites de serviço, é calculado pela equação 8.2:

$$E_{cs} = 0,85 E_{ci} \quad (8.2)$$

De acordo com essa norma tem-se $E_{cs} = 23,8 \text{ GPa}$, porém essa segunda expressão é utilizada para a avaliação de um único elemento estrutural ou seção transversal, enquanto a primeira expressão do E_{ci} é utilizada para a avaliação do comportamento global da estrutura e para cálculos de perda de protensão, sendo assim, considerou-se apenas o resultado da primeira expressão visando análise do comportamento global da estrutura.

Outra forma de determinação do módulo de elasticidade do concreto é por meio de ensaio de laboratório, segundo a NBR 6118/07 (ABNT, 2007).

Para a obtenção do módulo de elasticidade em laboratório foi necessário obter os dados a respeito do concreto utilizado nos pilares apresentados na tabela a seguir:

Tabela 8.3 Dados do concreto dos pilares.

Dados do concreto	
f_{ck}	25 MPa
Brita	1
Slump	12±2

Nas tabelas 8.4 e 8.5 apresentam-se os valores obtidos por meio das medições realizadas em laboratório antes de testar os corpos de prova à compressão:

Tabela 8.4 Dados do corpo-de-prova 1.

Corpo-de-prova 1					
Diâmetro	99,94 mm	Comprimento	196,64 mm	Peso	3669,1 g
Diâmetro	99,88 mm	Comprimento	198,31 mm	Área	7839,85
Média	99,91 mm	Média	197,475 mm	(πR^2)	mm ²

Tabela 8.5 Dados do corpo-de-prova 2.

Corpo-de-prova 2					
Diâmetro	98,72 mm	Comprimento	195,85 mm	Peso	3668,7 g
Diâmetro	100,37mm	Comprimento	197,81 mm	Área	7782,67
Média	99,545mm	Média	196,83 mm	(πR^2)	mm ²

Para o cálculo da tensão utilizou-se a equação 8.3:

$$\sigma = F/A \quad (8.3)$$

Onde:

σ : tensão;

F: Força aplicada;

A: Área da seção.

Foram obtidos os valores de força no momento em que os corpos-de-prova 1 e 2 romperam em 18560 kg e 17420 kg respectivamente. Os valores de tensão calculados estão dispostos na tabela 8.6.

Tabela 8.6 Resistência do concreto

Tensão do corpo-de-prova 1	Tensão do corpo-de-prova 2
4,59x10 ⁻³ MPa	4,62x10 ⁻³ MPa

As figuras 8.16 e 8.17 mostram o tipo de ruptura de cada corpo-de-prova após o colapso:



Figura 8.16 Rompimento do corpo-de-prova 1.



Figura 8.17 Rompimento do corpo-de-prova 2.

De acordo com a NBR 5739/07 (ABNT, 2007) observou-se que o tipo de ruptura que caracteriza os corpos-de-prova 1 e 2 são do tipo C, colunar com formação de cones.

É importante verificar o tipo de ruptura caso haja grandes dispersões de resultado de uma mesma amostra, pois podem constatar defeitos na moldagem ou no arremate dos topos e bases dos corpos-de-prova. Usualmente, quando ocorre dispersão significativa, a ruptura enquadra-se nos tipos F e G, com fraturas junto ao topo ou à base.

Os resultados obtidos para os valores de módulo de elasticidade dos corpos de prova ensaiados estão dispostos nos anexos C a F.

Para o resultado do módulo de elasticidade do concreto em laboratório foi realizado a média entre os três resultados de módulo obtidos para os corpos de prova ensaiados, sendo assim, chegou-se ao valor de módulo igual a 31,9 GPa.

Comparando o valor obtido em laboratório com o calculado segundo a norma de concreto, observa-se que o resultado do laboratório apresentou um valor maior com uma diferença de 3,9 GPa, o que resultará em uma diferença significativa no cálculo das cargas.

Vale ressaltar que os modos de obtenção do módulo de elasticidade utilizados neste trabalho, tanto pela norma quanto pelo ensaio de laboratório, não foram apropriados para adquirir os valores de carga na estrutura com a instrumentação. O mais correto para obtenção desse módulo seria testar o pilar da obra invés de testar apenas o concreto simples.

8.3 Medição de cargas nos pilares

As medições de carga realizadas através dos *strain gauges* foram feitas durante as medições de recalque e intermediárias a elas, nas tabelas 8.7 e 8.8 estão apresentadas as duas últimas medições de carga realizadas na obra, nos dias 03/05/2012 e 01/08/2012. Os resultados apresentados nas referidas tabelas foram obtidos a partir do módulo de elasticidade do concreto recomendado em norma, por meio da equação 8.2. No caso do aço, foi adotado módulo de elasticidade para perfis estruturais de dureza natural de 210 GPa, também de acordo com a norma NBR 8522 (ABNT, 2008).

As cargas totais, nas tabelas abaixo, obtidas por meio da equação 5.1, representam o valor obtido pela medição de carga nos pilares, enquanto as cargas de projeto foram provenientes do cálculo da estrutura no momento em que o edifício apresentasse todo o carregamento.

Tabela 8.7 Resultados do dia 03/05/2012 dos pilares instrumentados por *strain gauges*.

PILARES INSTRUMENTADOS	DIMENSÃO DOS PILARES (mm)	Ø (mm)	QTD	As (cm²)	As(m²)	Ac (m²)	Δ	Leitura	ε	Carga Total (kN)	Carga de Projeto (kN)
P201	240x500	10	8	6,283	0,00063	0,120	0,119	1670	0,000642	2244	1250
P202	240x500	10	8	6,283	0,00063	0,120	0,119	1513	0,000582	2033	1340
P207	800x300	16	14	28,149	0,00281	0,240	0,237	1920	0,000738	5369	3660
P208	300x1480	25	20	98,175	0,00982	0,444	0,434	1515	0,000583	8326	5690
P209	800x300	20	26	81,681	0,00817	0,240	0,232	1621	0,000623	5140	3690
P212	1200x300	16	12	24,127	0,00241	0,360	0,358	4887	0,001880	19879	3650
P217	1900x250	16	30	60,319	0,00603	0,475	0,469	1426	0,000548	7938	6900
P220	840x350	25	18	88,357	0,00884	0,294	0,285	1676	0,000645	6372	4740
P221	1290x240	16	12	24,127	0,00241	0,310	0,307	1609	0,000619	5667	3190
P223	840x350	20	10	31,416	0,00314	0,294	0,291	1927	0,000741	6559	4570
P225	1900x250	25	24	117,810	0,01178	0,475	0,463	1873	0,000720	11179	6830
P226	250x2040	25	18	88,357	0,00884	0,510	0,501	1326	0,000510	8144	2840
P233	800x300	25	10	49,087	0,00491	0,240	0,235	1955	0,000752	5753	3940
P234	800x300	25	10	49,087	0,00491	0,240	0,235	2073	0,000797	6100	3830
P235	240x500	10	8	6,283	0,00063	0,120	0,119	1648	0,000634	2214	1300
P237	300x1480	25	20	98,175	0,00982	0,444	0,434	1661	0,000639	9128	6200
P238	300x1480	25	28	137,445	0,01374	0,444	0,430	1392	0,000535	8032	6920
P240	240x500	16	12	24,127	0,00241	0,120	0,118	1223	0,000470	1796	1630

Tabela 8.8 Resultados do dia 01/08/2012 dos pilares instrumentados por *strain gauges*.

PILARES INSTRUMENTADOS	DIMENSÃO DOS PILARES (mm)	Ø (mm)	QTD	As (cm²)	As(m²)	Ac (m²)	Δ	Leitura	ε	Carga Total (kN)	Carga de Projeto (kN)
P201	240x500	10	8	6,283	0,00063	0,120	0,119	-	-	-	1250
P202	240x500	10	8	6,283	0,00063	0,120	0,119	-	-	-	1340
P207	800x300	16	14	28,1487	0,00281	0,240	0,237	-	-	-	3660
P208	300x1480	25	20	98,1748	0,00982	0,444	0,434	-	-	-	5690
P209	800x300	20	26	81,6814	0,00817	0,240	0,232	-	-	-	3690
P212	1200x300	16	12	24,1274	0,00241	0,360	0,358	-	-	-	3650
P217	1900x250	16	30	60,3186	0,00603	0,475	0,469	-	-	-	6900
P220	840x350	25	18	88,3573	0,00884	0,294	0,285	-	-	-	4740
P221	1290x240	16	12	24,1274	0,00241	0,310	0,307	-	-	-	3190
P223	840x350	20	10	31,4159	0,00314	0,294	0,291	-	-	-	4570
P225	1900x250	25	24	117,810	0,01178	0,475	0,463	2498	0,000961	14909	6830
P226	250x2040	25	18	88,3573	0,00884	0,510	0,501	1845	0,000710	11331	2840
P233	800x300	25	10	49,0874	0,00491	0,240	0,235	-	-	-	3940
P234	800x300	25	10	49,0874	0,00491	0,240	0,235	2478	0,000953	7292	3830
P235	240x500	10	8	6,28319	0,00063	0,120	0,119	2314	0,000890	3109	1300
P237	300x1480	25	20	98,1748	0,00982	0,444	0,434	2267	0,000872	12458	6200
P238	300x1480	25	28	137,445	0,01374	0,444	0,43	1748	0,000672	10086	6920
P240	240x500	16	12	24,1274	0,00241	0,120	0,118	1563	0,000601	2295	1630

Conforme observado nas tabelas acima todos os valores obtidos nas leituras com *strain gauges* das duas últimas medições ultrapassaram os valores de carga total de projeto antes do carregamento total da obra, o que

aponta algum erro nos resultados já que a edificação não apresentou nenhuma patologia.

Tais erros podem ter sido ocasionados devido ao modo de obtenção do módulo de elasticidade do concreto, simples, o qual não representa o módulo de elasticidade do concreto armado, assim como, o posicionamento das barras no pilar, a diferença do tempo de cura do concreto na obtenção do módulo de elasticidade e no momento da medição de carga.

O comportamento dos pilares ao longo das medições de carga está representado nas figuras 8.18 e 8.19.

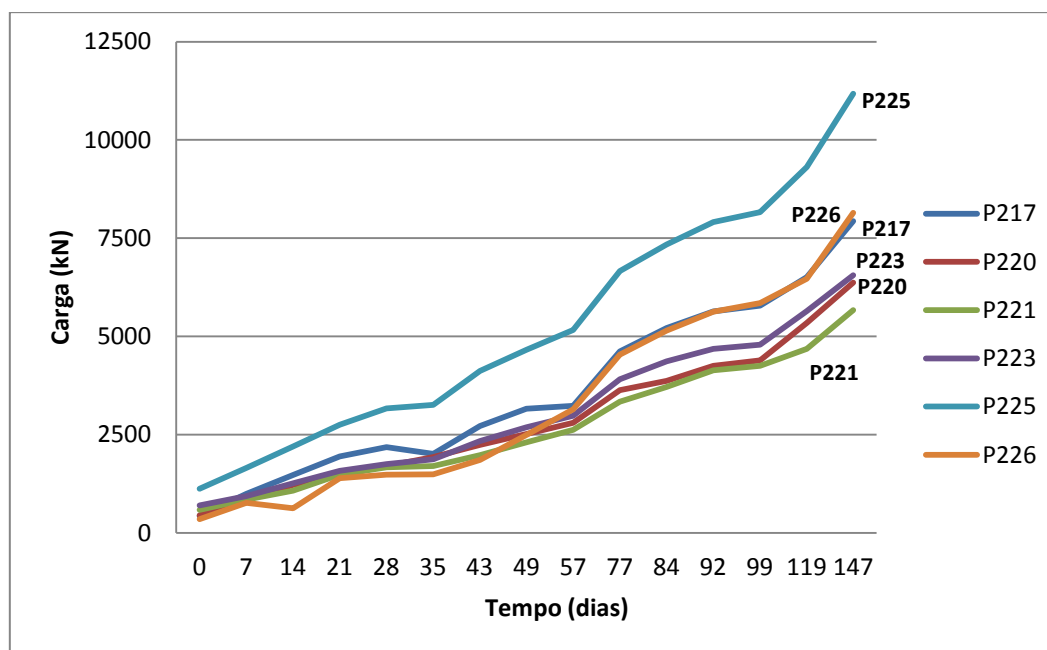


Figura 8.18 Comportamento dos pilares centrais do Bloco 2.

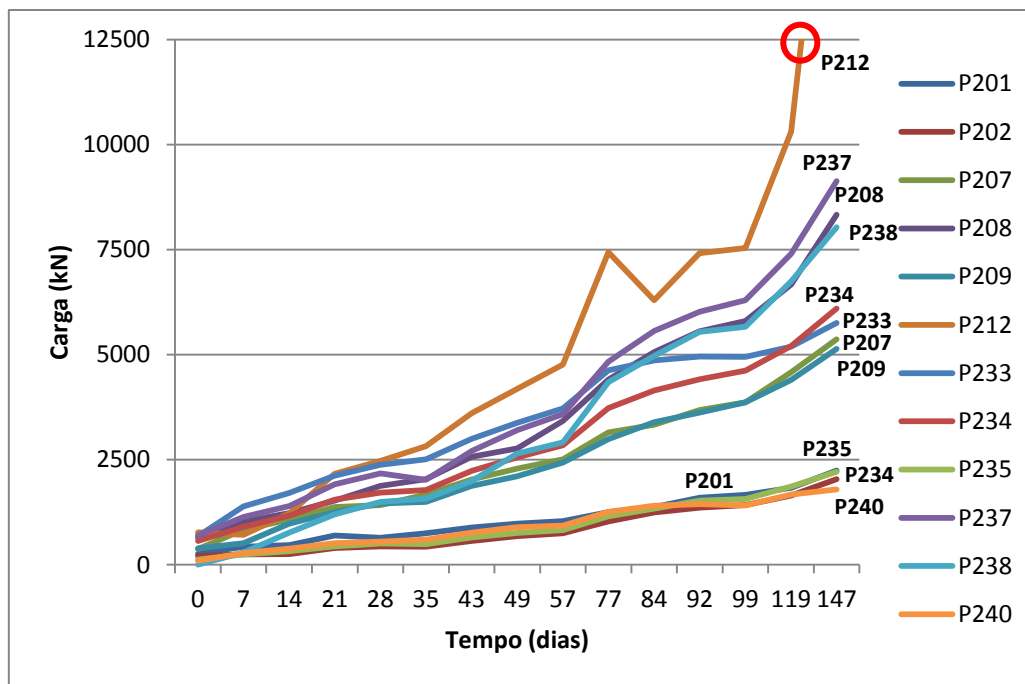


Figura 8.19 Comportamento dos pilares periféricos do Bloco 2.

Pode-se observar nas figuras 8.18 e 8.19 que a maioria dos pilares centrais e periféricos seguiu o mesmo comportamento de progressão de cargas, com exceção do pilar P212 que apresentou valor atípico de carga na última leitura e aos 77 dias. No gráfico do pilar P212 foi indicado (círculo vermelho) que houve uma continuidade de aumento de carga que não foi representado no gráfico acima, esse valor é de 19879 kN. Vale ressaltar que esses valores estão fora da realidade ainda que medidos em campo, pois apresentaram valores muito acima do limite imposto pela estrutura sem apresentar nenhuma patologia na edificação. Dessa forma, não foi verificada a capacidade estrutural dos pilares da edificação para identificar se resistiriam às cargas medidas.

Para obter um valor mais aproximado de carga sugere-se outra forma de obtenção do módulo de elasticidade do concreto, como rompimento de um pilar ao invés de um corpo-de-prova.

Em específico para o pilar P208 não foi realizada leitura aos 21 e 49 dias devido à presença de obstruções no local.

Nas Tabelas 8.9 e 8.10 serão apresentados os resultados finais obtidos nas duas últimas medições com os valores de módulo de elasticidade obtidos por meio do ensaio de laboratório. Vale ressaltar que na última medição não foi

possível realizar todas as leituras, uma vez que a obra encontra-se em fase de acabamento e diversos pilares instrumentados da obra tiveram seus fios arrancados.

Tabela 8.9 Resultados do dia 03/05/2012 dos pilares instrumentados por *strain gauges*.

PILARES INSTRUMENTADOS	DIMENSÃO DOS PILARES (mm)	Ø (mm)	QTD	As (cm ²)	As(m ²)	Ac (m ²)	Δ	Leitura	ε	Carga Medida (kN)	Carga de Projeto (kN)
P201	240x500	10	8	6,283	0,000628	0,120	0,119	1670	0,000642	2528	1250
P202	240x500	10	8	6,283	0,000628	0,120	0,119	1513	0,000582	2291	1340
P207	800x300	16	14	28,149	0,002815	0,240	0,237	1920	0,000738	6018	3660
P208	300x1480	25	20	98,175	0,009817	0,444	0,434	1515	0,000583	9264	5690
P209	800x300	20	26	81,681	0,008168	0,240	0,232	1621	0,000623	5676	3690
P212	1200x300	16	12	24,127	0,002413	0,360	0,358	4887	0,001880	22372	3650
P217	1900x250	16	30	60,319	0,006032	0,475	0,469	1426	0,000548	8892	6900
P220	840x350	25	18	88,357	0,008836	0,294	0,285	1676	0,000645	7054	4740
P221	1290x240	16	12	24,127	0,002413	0,310	0,307	1609	0,000619	6372	3190
P223	840x350	20	10	31,416	0,003142	0,294	0,291	1927	0,000741	7359	4570
P225	1900x250	25	24	117,810	0,011781	0,475	0,463	1873	0,000720	12417	6830
P226	250x2040	25	18	88,357	0,008836	0,510	0,501	1326	0,000510	9092	2840
P233	800x300	25	10	49,087	0,004909	0,240	0,235	1955	0,000752	6409	3940
P234	800x300	25	10	49,087	0,004909	0,240	0,235	2073	0,000797	6795	3830
P235	240x500	10	8	6,283	0,000628	0,120	0,119	1648	0,000634	2495	1300
P237	300x1480	25	20	98,175	0,009817	0,444	0,434	1661	0,000639	10157	6200
P238	300x1480	25	28	137,445	0,013744	0,444	0,43	1392	0,000535	8886	6920
P240	240x500	16	12	24,127	0,002413	0,120	0,118	1223	0,000470	2001	1630

Tabela 8.10 Resultados do dia 01/08/2012 dos pilares instrumentados por *strain gauges*.

PILARES INSTRUMENTADOS	DIMENSÃO DOS PILARES (mm)	Ø (mm)	QTD	As (cm ²)	As(m ²)	Ac (m ²)	Δ	Leitura	ε	Carga Medida (kN)	Carga de Projeto (kN)
P201	240x500	10	8	6,283	0,000628	0,120	0,119	-	-	-	1250
P202	240x500	10	8	6,283	0,000628	0,120	0,119	-	-	-	1340
P207	800x300	16	14	28,149	0,002815	0,240	0,237	-	-	-	3660
P208	300x1480	25	20	98,175	0,009817	0,444	0,434	-	-	-	5690
P209	800x300	20	26	81,681	0,008168	0,240	0,232	-	-	-	3690
P212	1200x300	16	12	24,127	0,002413	0,360	0,358	-	-	-	3650
P217	1900x250	16	30	60,319	0,006032	0,475	0,469	-	-	-	6900
P220	840x350	25	18	88,357	0,008836	0,294	0,285	-	-	-	4740
P221	1290x240	16	12	24,127	0,002413	0,310	0,307	-	-	-	3190
P223	840x350	20	10	31,416	0,003142	0,294	0,291	-	-	-	4570
P225	1900x250	25	24	117,810	0,011781	0,475	0,463	2498	0,000961	16560	6830
P226	250x2040	25	18	88,357	0,008836	0,510	0,501	1845	0,000710	12650	2840
P233	800x300	25	10	49,087	0,004909	0,240	0,235	-	-	-	3940
P234	800x300	25	10	49,087	0,004909	0,240	0,235	2478	0,000953	8123	3830
P235	240x500	10	8	6,283	0,000628	0,120	0,119	2314	0,000890	3503	1300
P237	300x1480	25	20	98,175	0,009817	0,444	0,434	2267	0,000872	13862	6200
P238	300x1480	25	28	137,445	0,013744	0,444	0,430	1748	0,000672	11159	6920
P240	240x500	16	12	24,127	0,002413	0,120	0,118	1563	0,000601	2557	1630

O comportamento dos pilares está representado nas figuras 8.20 e 8.21.

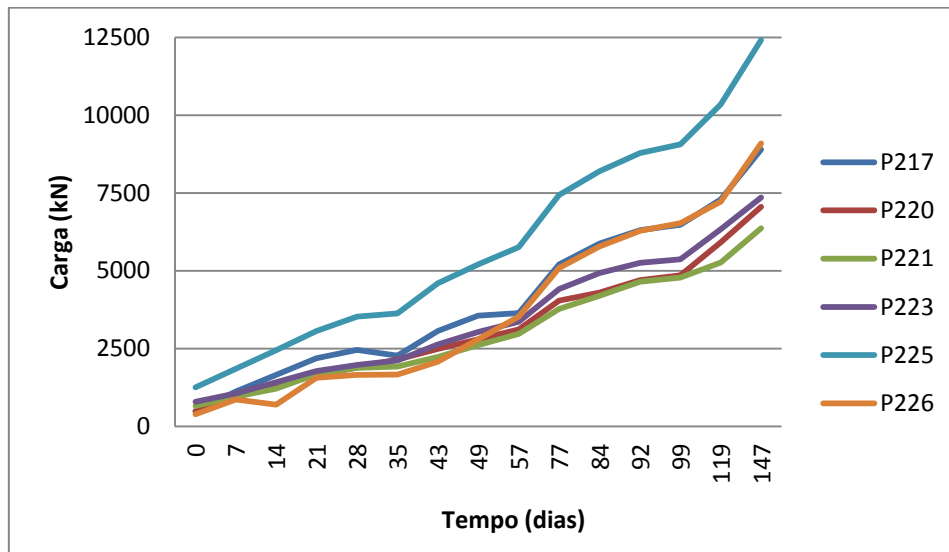


Figura 8.20 Comportamento dos pilares centrais do Bloco 2.

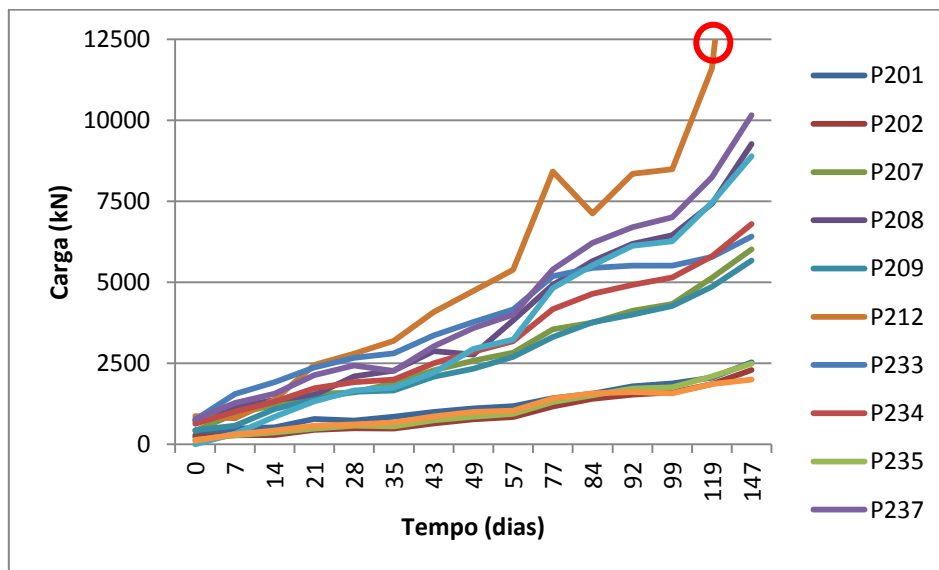


Figura 8.21 Comportamento dos pilares periféricos do Bloco 2.

A marcação sobre o gráfico no pilar P212 indica que houve uma continuidade de aumento de carga que não foi representado no gráfico acima, esse valor é de 22372 kN.

Conforme observado nas tabelas 8.9 e 8.10 e nos gráficos 8.20 e 8.21 todos os valores obtidos nas leituras com *strain gauges* das duas últimas medições ultrapassaram os valores de carga total de projeto antes do carregamento total da obra, assim como os valores de carga das tabelas 8.7 e

8.8 e gráficos 8.18 e 8.19. Evidenciando mais uma vez algum erro nos resultados.

Comparando as quatro tabelas referidas pode-se notar que os valores obtidos pelo cálculo considerando o módulo de elasticidade do concreto por norma (tabelas 8.7 e 8.8) apresentaram valores mais baixos de carga do que os obtidos em laboratório (tabelas 8.9 e 8.10).

No geral constata-se que a média das cargas obtidas por meio de instrumentação, conforme tabela 8.7 e 8.8, apresenta-se 58% acima da média das cargas totais de projeto, sendo que em termos de carregamento a obra encontrava-se com 52,90% do seu carregamento total no dia da última medição de carga. Na Tabela 8.11 são apresentadas as porcentagens dos serviços executados na referida época.

Tabela 8.11 Porcentagem de serviços já executados.

SERVIÇOS	BLOCO 1	BLOCO 2
PROJETOS	95%	72%
ESCAVAÇÃO DO TERRENO	91%	83%
FUNDAÇÃO	100%	97%
ESTRUTURA	100%	98%
INSTALAÇÕES	43%	32%
ALVENARIA	92%	87%
ACABAMENTO	11%	17%
SERVIÇOS PRELIMINARES	91%	78%
SERVIÇOS NÃO MENSURÁVEIS	58%	53%
TOTAL	58,18%	52,90%

O gráfico da figura 8.22 apresenta os valores de aumento de carga dos pilares com o uso do módulo de elasticidade do concreto obtido em laboratório em relação ao módulo de elasticidade obtido por meio da norma.

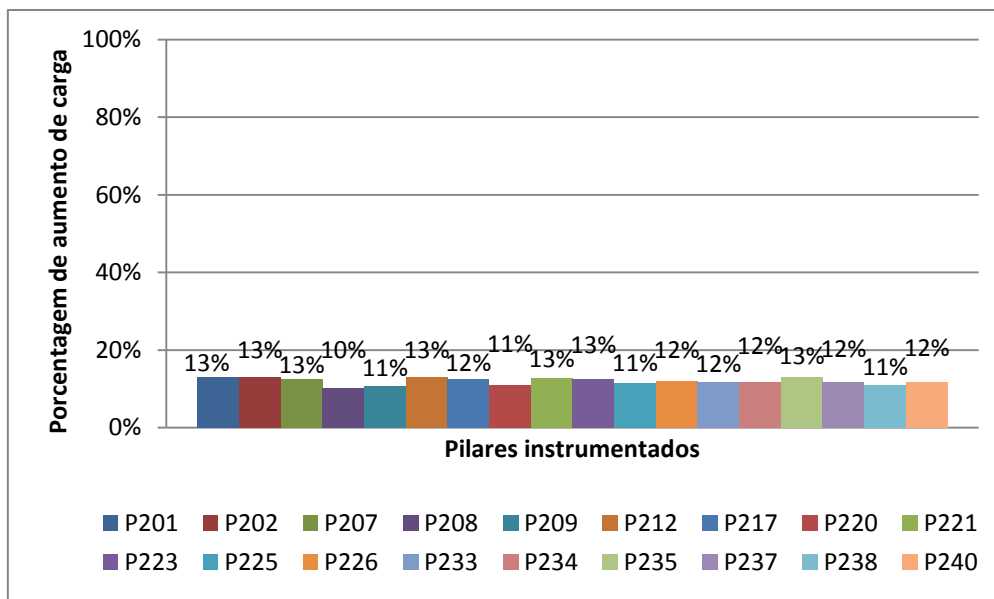


Figura 8.22 Porcentagem de aumento de carga com novo módulo de elasticidade

Pode-se observar que o aumento de carga dos pilares referentes ao módulo de elasticidade obtido em laboratório foi de pouco mais de 10% da carga dos pilares calculada utilizando os valores da norma, o que já foi um valor considerável uma vez que a maior carga medida é 16560 kN do P225 e 10% desse valor representa 1656 kN ou aproximadamente 165,6 tf.

Tais valores de carga (tabela 8.13) se comparados com os resultados obtidos pelo monitoramento de recalques (tabela 8.2) nota-se que os pilares P225, P212 e P237 que obtiveram a maior carga medida não foram os pilares que obtiveram o maior recalque total. Porém houve uma tendência de crescimento de carga medida conforme se dava o carregamento da obra, apesar dos valores estarem bem acima do esperado. Observa-se ainda que a maioria dos pilares que foram estimados com maiores cargas de projeto pela estrutura foram os que obtiveram maior carga medida e os pilares estimados com menor carga foram os que obtiveram as cargas medidas mais baixas, com exceção dos pilares P212 e P226.

8.4 Prova de carga

A fim de obter uma análise comparativa das provas de carga PC1 e PC3 com os recalques medidos, por meio do monitoramento de recalques, apresentam-se a seguir os resultados das referidas provas de carga.

As estacas ensaiadas para as provas de carga não são pertencentes à obra e apresentam-se próximas respectivamente dos pilares P117 e P225, conforme figuras 8.23 e 8.24.

Como o pilar P117 não foi lido na última medição devido a danos no pino de leitura foi realizada comparação com o segundo pilar mais próximo da PC1, o qual foi o P125.

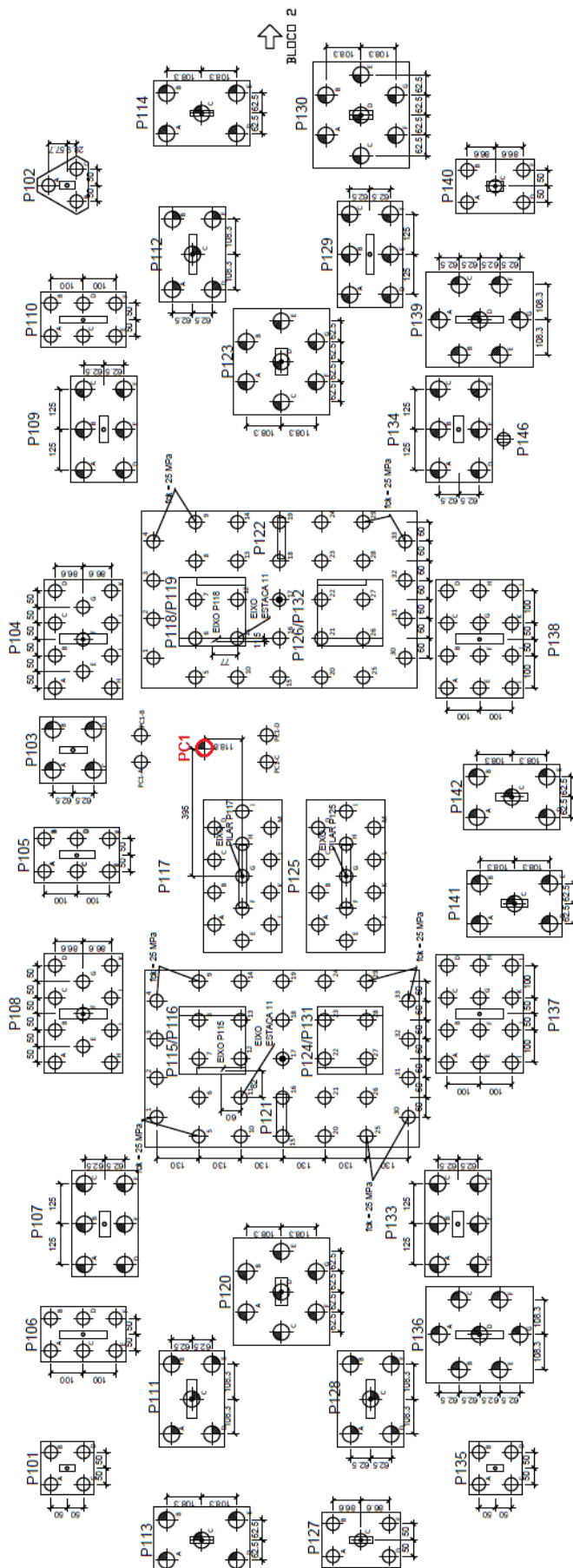


Figura 8.23 Planta de locação da PC1 realizada no Bloco 1.

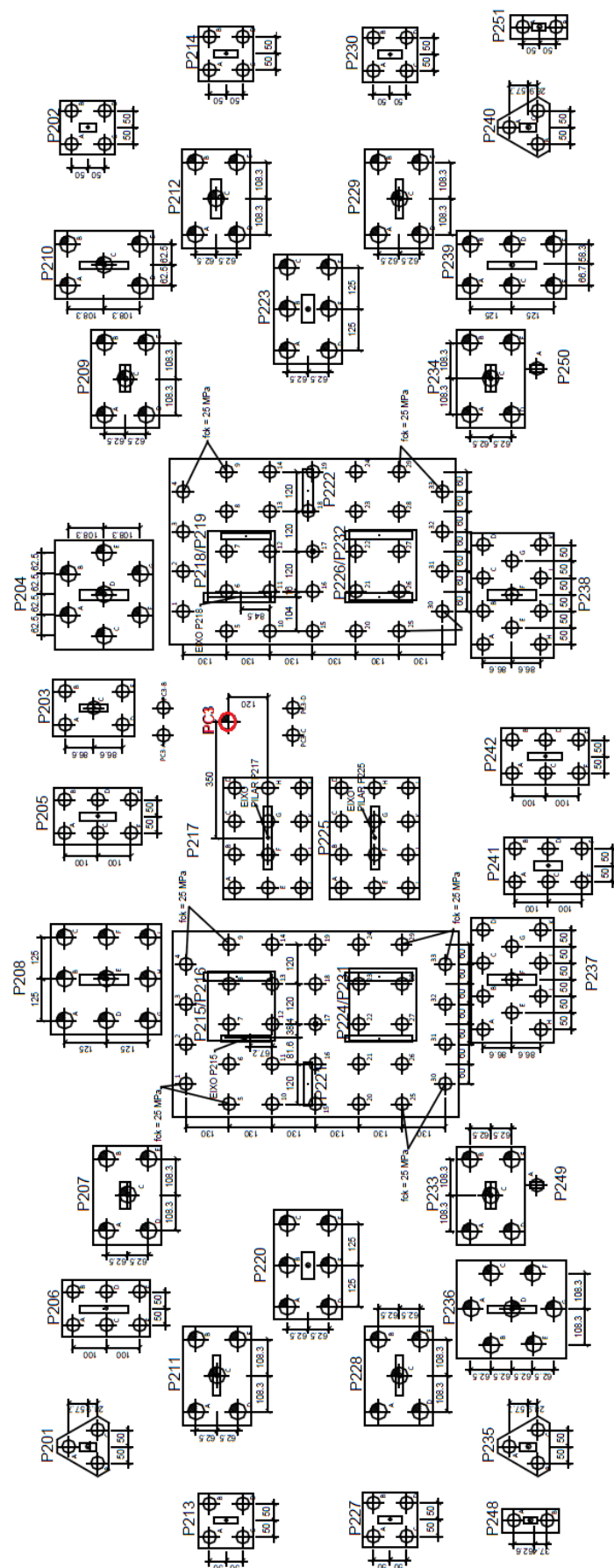


Figura 8.24 Planta de locação da PC3 realizada no Bloco 3.

A figura 8.25 apresenta os resultados da PC1 e PC3 em termos do recalque último medido em função da carga aplicada.

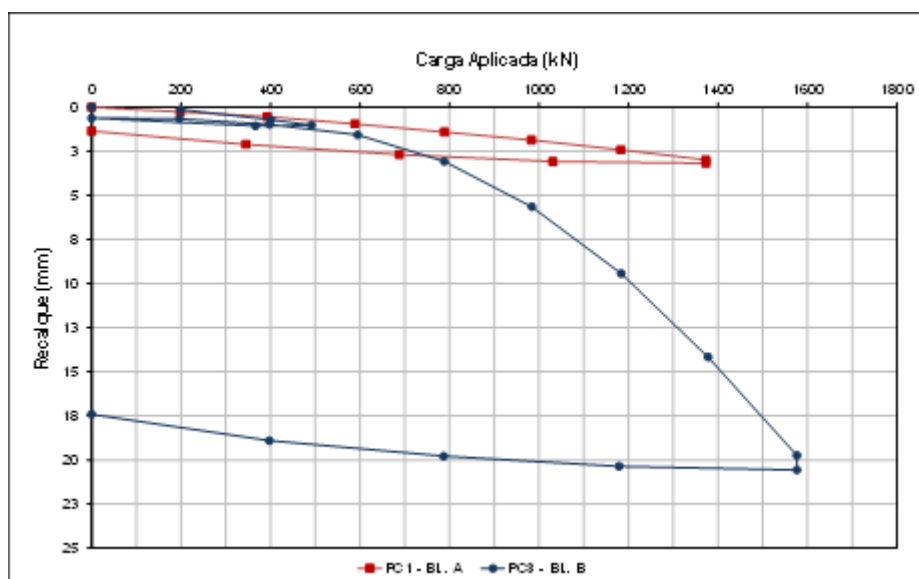


Figura 8.25 Curva carga x recalque.

Nesta figura observa-se, de modo aproximado, uma mudança de comportamento para a estaca da PC1 na carga de 522 kN (53 tf). A partir dessa carga o conjunto bloco de coroamento-fuste-base começam a trabalhar conjuntamente. A curva da PC3 apresenta duas mudanças de comportamento. A primeira alteração acontece na carga de 300 kN (30,6 tf) e a segunda a 900 kN (91,8 tf) que indica o início de possíveis deformações plásticas na interação solo-estaca ensaiada. Essas mudanças de comportamento ficam evidentes quando são apresentados os resultados de carga-recalque das estacas com as equações dos comportamentos observados para PC1 e PC3 (figuras 8.27 e 8.28).

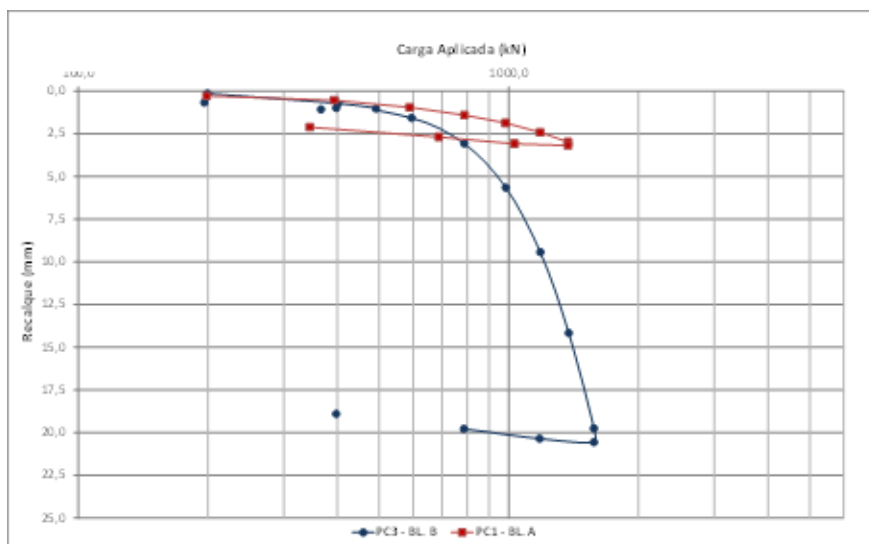


Figura 8.26 Curva carga x recalque com a carga em escala logarítmica.

A estaca da PC1 apresentou recalque final de 3,2 mm, o que corresponde a 0,64% do diâmetro da estaca. Para a carga de trabalho que é de 833,6 kN (85 tf) o valor do recalque obtido foi de 1,5 mm, ou seja, 0,3% do diâmetro da estaca.

A estaca da PC3 apresentou recalque final de 20,56 mm, o que corresponde a 4,1% do diâmetro da estaca. Para a carga de trabalho que é de 843,7 kN (86 tf) o valor do recalque obtido foi de 3,8 mm, ou seja, 0,76% do diâmetro da estaca.

Essa comparação realizada entre o diâmetro das estacas e os recalques obtidos são parâmetros obtidos pela NBR 12131/06 (ABNT, 2006) que estabelece se a estaca recalcar 10% do diâmetro ou mais significa que já houve ruptura convencional.

As figuras 8.27 e 8.28 apresentam os gráficos carga-recalque das estacas com as equações dos comportamentos observados para PC1 e PC3, respectivamente.

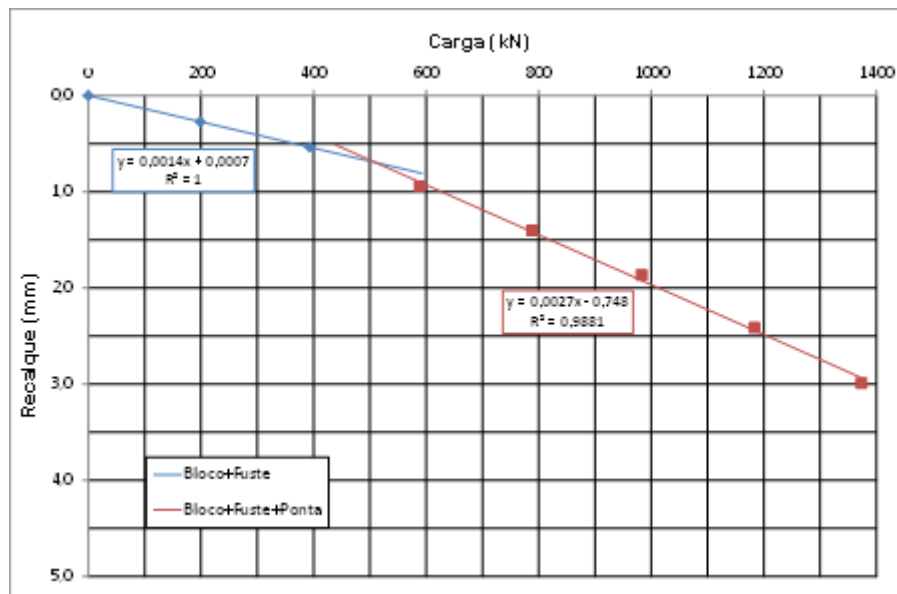


Figura 8.27 Curva carga x recalque PC1 – Equações dos trechos destacados.

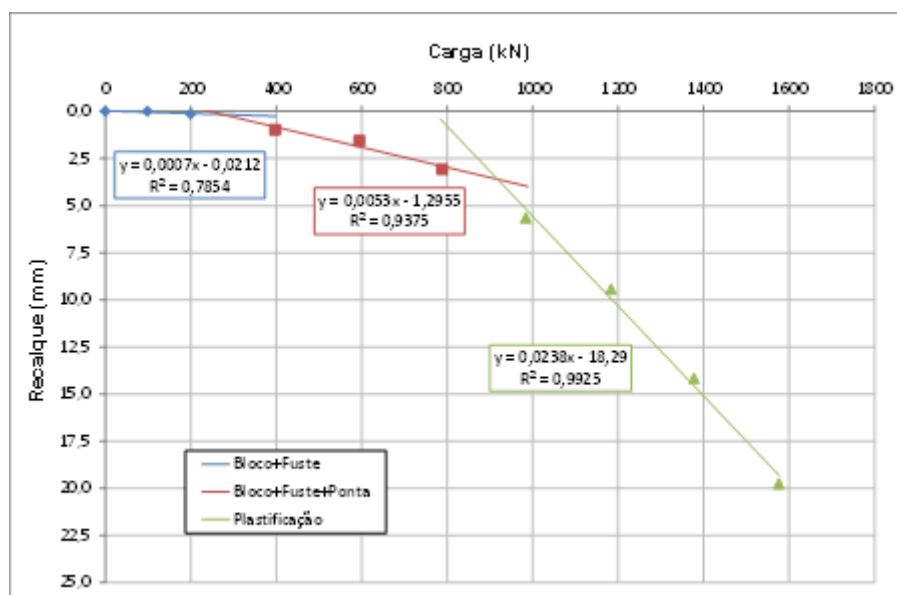


Figura 8.28 Curva carga x recalque PC3 – Equações dos trechos destacados.

A figura 8.29 apresenta o recalque imediato acumulado em função da carga aplicada para PC1. Observa-se que a estaca começa a trabalhar fuste-bloco, sofrendo pequenos recalques com o carregamento aplicado até uma carga de aproximadamente 522 kN (53,3 tf). A partir deste valor começa a trabalhar o conjunto bloco-fuste-base de modo integrado, sendo a base pouco responsável pela transferência de carga.

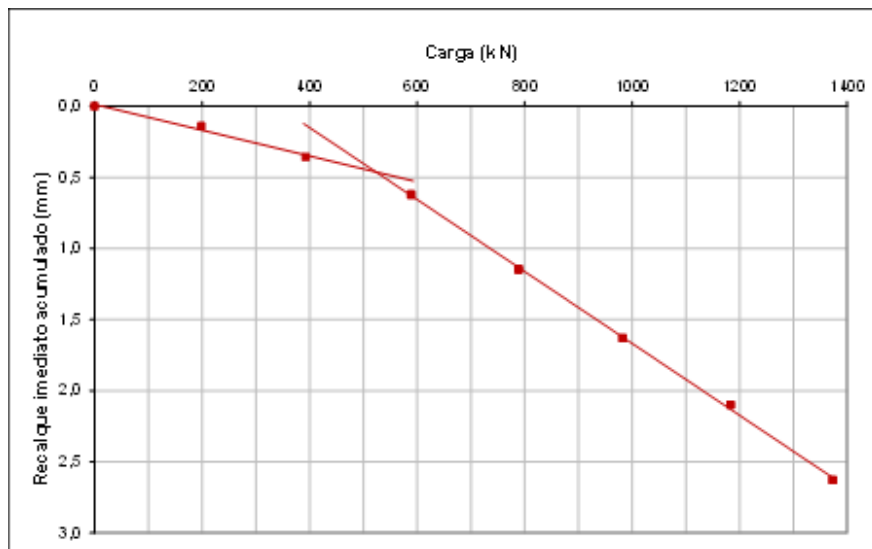


Figura 8.29 Carga x recalque imediato acumulado PC1.

A figura 8.30 apresenta o recalque imediato acumulado em função da carga aplicada para PC3. Observa-se que a estaca começa a trabalhar fuste-bloco, sofrendo pequenos recalques com o carregamento aplicado até uma carga de aproximadamente 300 kN (30,6 tf). A partir deste valor começa a trabalhar o conjunto bloco-fuste-base de modo integrado. A partir da carga de 900 kN (91,8 tf) observa-se o início de possíveis deformações plásticas na interação solo-estaca ensaiada.

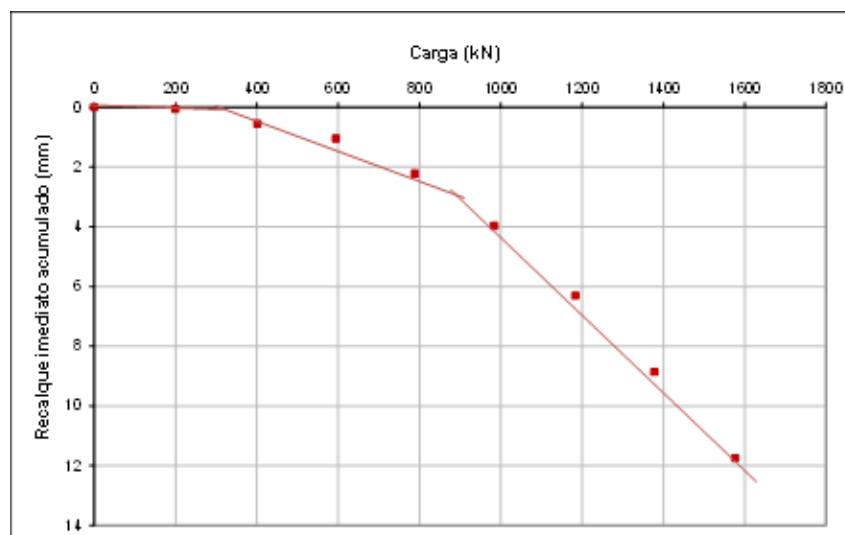


Figura 8.30 Carga x recalque imediato acumulado PC3.

A figura 8.31 apresenta os recalques secundários acumulados em função das cargas aplicadas para PC1. Nela observa-se que os blocos de coroamento e fuste começam a trabalhar, sofrendo a estaca, pequenos recalques com os carregamentos aplicados até uma carga de aproximadamente 550 kN (56,0 tf). Após a etapa anterior, o conjunto bloco-fuste-base trabalha de modo integrado.

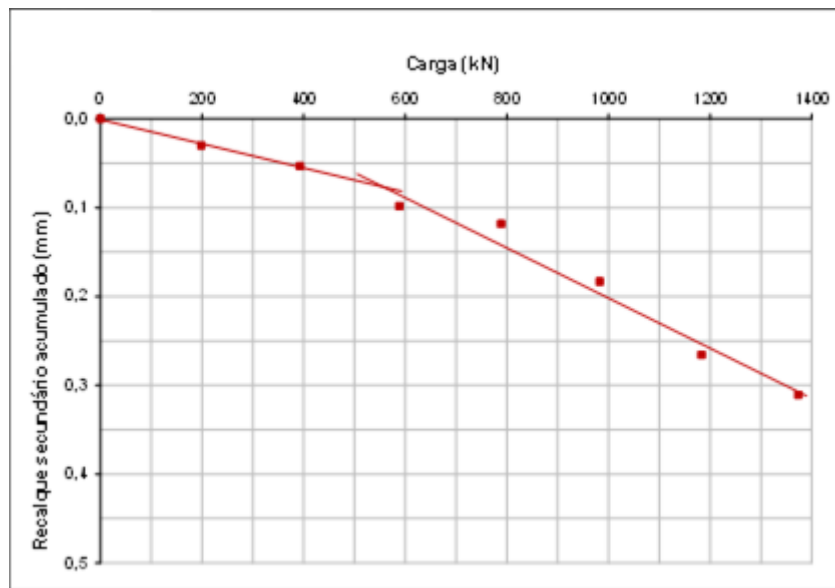


Figura 8.31 Carga x recalque secundário acumulado PC1.

A figura 8.32 apresenta os recalques por adensamento e/ou secundário acumulados em função das cargas aplicadas para PC3. Nela observa-se que o bloco de coroamento + fuste começa a trabalhar, sofrendo as estacas, pequenos recalques com os carregamentos aplicados até uma carga de aproximadamente 300 kN (30,6 tf). A partir deste valor começa a trabalhar o conjunto bloco de coroamento + fuste + base de modo integrado. A partir da carga de 900 kN (91,8 tf) observa-se o início de possíveis deformações plásticas na interação solo-estaca ensaiada.

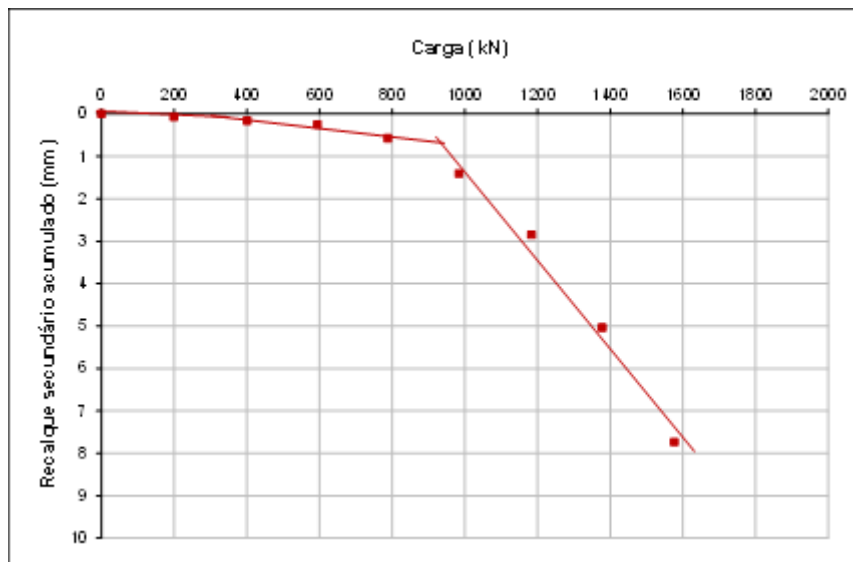


Figura 8.32 Carga x recalque secundário acumulado PC3.

A figura 8.33 apresenta o resultado da estimativa de carga de ruptura obtida pelo Método de Van der Veen para PC1. O valor estimado para a capacidade de carga para a estaca foi de 2500 kN (254,9 tf).

A figura 8.34 apresenta o resultado da estimativa de carga de ruptura obtida pelo Método de Van der Veen para PC3. O valor estimado para a capacidade de carga para a estaca foi de 2000 kN (203,94 tf).

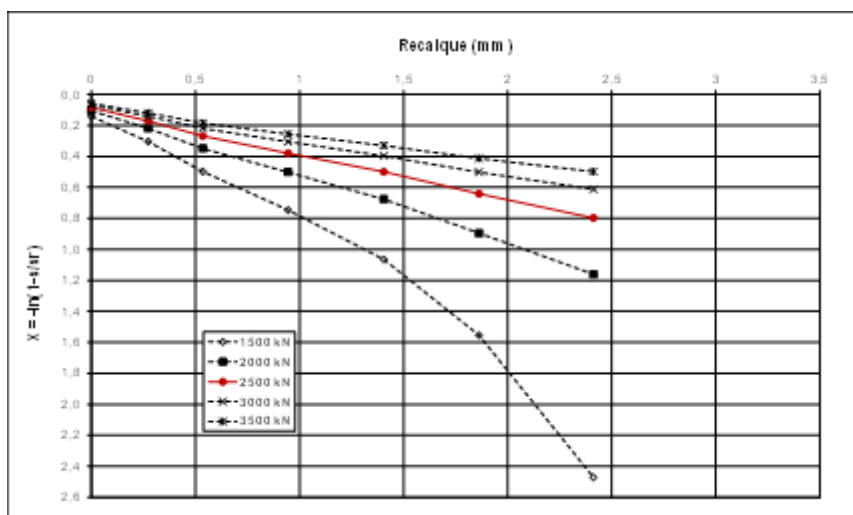


Figura 8.33 Resultado para PC1 segundo Método de Van der Veen.

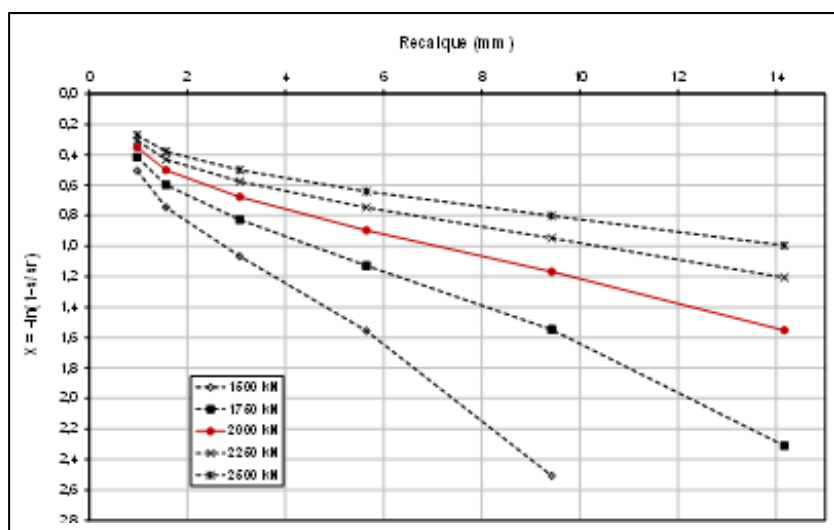


Figura 8.34 Resultado para PC3 segundo Método de Van der Veen.

Destaca-se, porém, que o método de Van der Veen constitui apenas uma estimativa cabendo ao projetista definir se nestes casos ele seria ou não aceitável como referência.

8.5 Análise comparativa dos resultados

Para uma análise comparativa, simplificada, dos resultados obtidos por meio dos ensaios de prova de carga, controle de recalque e com base nos métodos de Poulos e Randolph apresentam-se as tabelas 8.14 a 8.22.

Na tabela 8.12 comparando os resultados de recalque das provas de carga (PCE) com os recalques medidos pelo controle de recalque (CR) no Bloco 1, observa-se que na carga de trabalho da estaca ensaiada o recalque foi de 1,500 mm por meio da PCE e 3,950 mm para o pilar mais próximo da PCE (P125) por meio do CR.

Tabela 8.12 Análise comparativa dos recalques do Bloco 1
Recalques (mm) – Bloco 1

PCE	CR
Recalque para uma estaca isolada	Recalque para o grupo de estacas (P125)
1,500	3,950

Observa-se que o recalque obtido pelo grupo de elementos por meio do CR apresentaram-se maiores que o recalque obtido na carga de trabalho de

um elemento isolado de fundação, aproximadamente 50%, confirmando que para um elemento isolado o recalque obtido foi menor do que para o grupo de estacas.

No Bloco 2, comparando os resultados de recalque das provas de carga (PCE) com os recalques medidos no pilar P218 (CR), observou-se que na carga de trabalho da estaca ensaiada o recalque foi de 3,800 mm e o recalque obtido pelo CR no pilar mais próximo à PCE (P218) foi de 4,060 mm. Ou seja, constatou-se também, ainda que em menor diferença, que para um elemento isolado o recalque apresentado foi menor que para um grupo de estacas, como apresentado na tabela 8.13.

Tabela 8.13 Análise comparativa dos recalques do Bloco 2	
Recalques (mm) – Bloco 2	
PCE	CR
Recalque para uma estaca isolada	Recalque para o grupo de estacas (P218)
3,800	4,060

Realizando os cálculos necessários para o efeito de grupo de estacas utilizando o método do tubo equivalente e aplicando após ele o método de Poulos para uma estaca isolada, conforme sugerido por Sales (2000) encontram-se os valores expressos nas tabelas 8.14 e 8.15 para o pilar P125.

Tabela 8.14 Equivalência do grupo de estacas para um tubo (P125).	
Resultados do grupo de estacas para um tubo equivalente	
Área Equivalente (A_G)	94160 cm ²
Diâmetro Equivalente (d_{eq})	389,71 cm
Módulo de Elasticidade do Solo (E_S)	1,96 kN/cm ²
Módulo de Elasticidade da Estaca (E_P)	3190 kN/cm ²
Somatório das áreas das seções das estacas do grupo (A_T)	16336,28 cm ²
Módulo de Elasticidade Equivalente (E_{eq})	555,07 kN/cm ²

Tabela 8.15 Solução teórica de Poulos aplicável à estaca isolada (P125).

Resultado para estaca isolada após aplicada a equivalência para um tubulão	
Fator de influência para estaca incompressível em solo (I_0)	0,24
Correção para rigidez relativa da estaca (R_k)	1,02
Correção para camada finita (R_h)	0,975
Correção para o coeficiente de Poisson (R_v)	0,69
Fator de influência (I)	0,165
Previsão de recalque (p)	18,935 mm

Com base na tabela 8.15 observa-se uma previsão de recalque de 18,935 mm para o grupo de estacas do P125. Valor este bem distante do encontrado pelo CR, de 3,950 mm. Vale ressaltar que a obtenção do módulo de elasticidade do solo foi realizada por meio de tabelas, as quais não consideram a variabilidade estatística do terreno e consideram para cada camada específica de solo um valor exato de módulo de elasticidade. Dessa forma, verifica-se que a forma de obtenção do módulo de elasticidade do solo não foi adequada, ainda que seja uma variável muito complexa de se determinar.

Utilizando o método de Poulos para uma estaca isolada do P125, apresenta-se a tabela 8.16.

Tabela 8.16 Solução teórica de Poulos aplicável à estaca isolada (P125).

Resultado para estaca isolada	
Fator de influência para estaca incompressível em solo (I_0)	0,055
Correção para rigidez relativa da estaca (R_k)	1,15
Correção para camada finita (R_h)	0,85
Correção para o coeficiente de Poisson (R_v)	0,97
Fator de influência (I)	0,052
Previsão de recalque (p)	4,49 mm

Observa-se na tabela 8.16 uma previsão de recalque de 4,49 mm para uma estaca isolada. Valor este bem distante do encontrado pela PCE, de 1,500 mm.

Para o método de Randolph e Wroth (1980) modificado posteriormente por Randolph (1994) foi realizada uma previsão de recalque para o uma estaca isolada e outra previsão para o efeito do grupo de estacas do P125. Esses resultados estão dispostos nas tabelas 8.17 e 8.18.

Tabela 8.17 Método de Randolph para uma estaca isolada do P125.

Resultado para estaca isolada	
Módulo cisalhante do solo a uma profundidade $Z=L$ (G_L), equação 4.13	0,70 kN/cm ²
Razão entre a média do módulo cisalhante do solo em que se encontra a estaca e o módulo cisalhante do solo na profundidade $Z=L$ (ρ)	1
Parâmetro de rigidez da estaca (ξ), equação 4.15	1
Raio máximo de influência (r_m), equação 4.16	22500 mm
Parâmetro de transferência de carga (ζ), equação 4.17	4,723
Relação entre o raio da ponta e o raio da estaca (η)	1
Relação entre o módulo de elasticidade da estaca e o módulo cisalhante do solo a uma profundidade $Z=L$ (λ), equação 4.19	4554,05
Parâmetro da equação de Randolph e Wroth (μL_1), equação 4.20	0,72
Previsão de recalque (w_{t1}), equação 4.21	5,40 mm

Tabela 8.18 Método de Randolph para o grupo de estacas do P125.

Resultado para o grupo de estacas	
Correção do parâmetro de transferência de carga (ζ), equação 4.22	36,40
Correção do parâmetro de rigidez da estaca (ξ), equação 4.23	2,02
Parâmetro da equação de Randolph e Wroth (μL_2), equação 4.20	0,26
Previsão de recalque (w_{t2}), equação 4.21	30,73 mm

Observa-se que pelo resultado da previsão de recalque obtido na tabela 8.17, a previsão de recalque para o elemento isolado obtido foi de 5,40 mm enquanto na tabela 8.14 o resultado foi de 1,500 mm. Na tabela 8.22, a previsão de recalque para o grupo de estacas foi de 30,73 mm, a qual se encontra bem distante tanto do valor de previsão de recalque pela teoria de Poulos, tabela 8.17, de 18,935 mm quanto para o obtido por meio do ensaio de controle de recalque, tabela 8.14, de 3,950 mm. Dessa forma, observa-se que

para o elemento isolado o recalque obtido é sempre menor que para o grupo de estacas, confirmando o esperado, ainda que os valores medidos pelos ensaios apresentem-se distantes dos obtidos por previsões, caracterizando possíveis erros no funcionamento da metodologia, devido ao procedimento empírico e complexidade de obtenção dos parâmetros do solo.

Para uma melhor análise dos dados seria necessário realizar uma retroanálise dos parâmetros do solo utilizando os resultados obtidos pela prova de carga estática. Com esses resultados em mãos seria possível comparar de forma correta a distorção dos resultados medidos com os previstos pelos métodos de Poulos e Randolph.

Abaixo são apresentados os resultados obtidos por uma análise realizada para o P125 utilizando o programa GARP, realizada pelo professor Maurício Martines Sales, considerando o bloco como radier estaqueado e como bloco de estacas, sendo apresentado a seguir seus resultados:

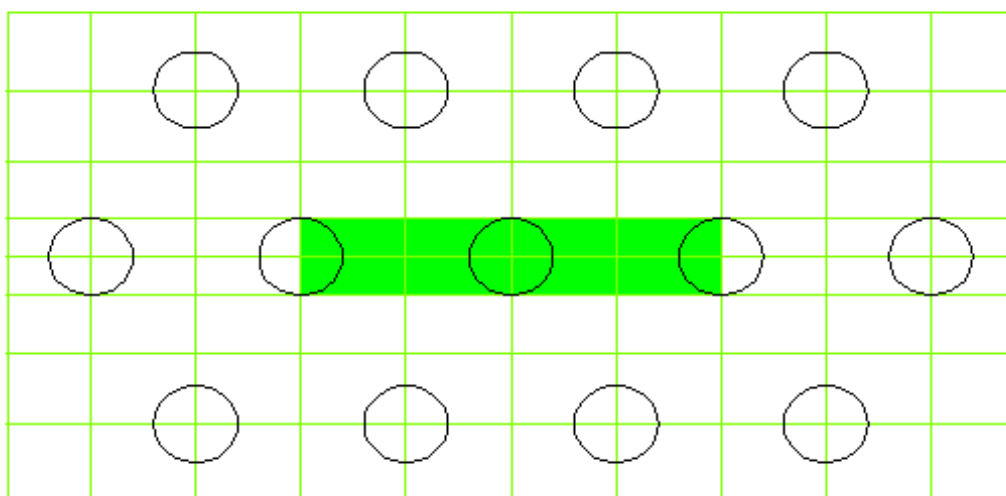


Figura 8.35 Geometria do bloco do pilar P125.

Previsão de recalques (altura do bloco = 1,5 m):

a) Como radier estaqueado:

Recalque máximo = 27,16 mm

Recalque mínimo = 26,76 mm

b) Como bloco de estacas (sem contato bloco/solo):

Recalque máximo = 26,9 mm

Recalque mínimo = 26,5 mm

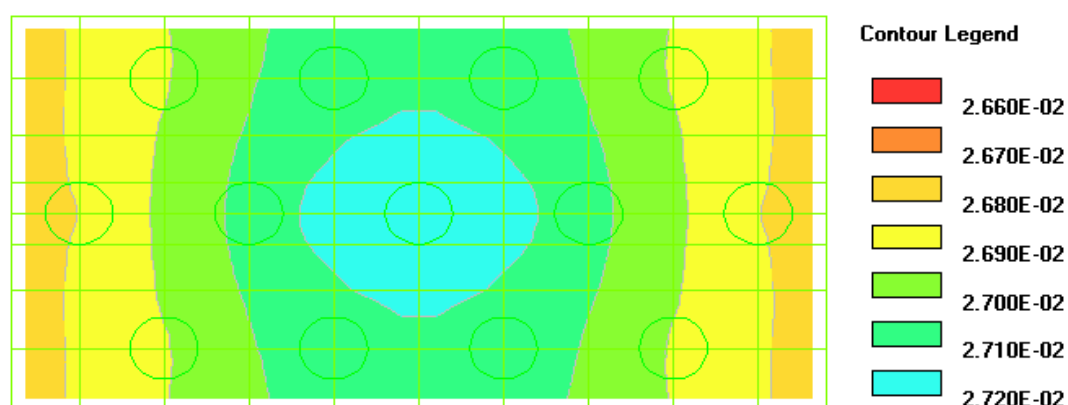


Figura 8.36 Representação dos recalques no bloco.

Por fim apresentam-se as tabelas 8.19 e 8.20 com o resumo dos recalques previstos e medidos para o P125.

Tabela 8.19 Recalques previstos e medidos de uma estaca isolada do P125.

Estaca Isolada	
Método	Recalque (mm)
PCE	1,500
Poulos	4,49
Randolph	5,40

Tabela 8.20 Recalques previstos e medidos do grupo de estacas do P125.

Grupo de Estacas	
Método	Recalque (mm)
CR	3,950
Poulos	18,935
Randolph	30,73
GARP	26,76

Pode-se observar que o resultado de recalque obtido pela PCE encontra-se quase 3 (três) vezes menor que o obtido pelas previsões (tabela 8.19). Enquanto para o recalque obtido pelo controle de recalques encontra-se em média 6 (seis) vezes menor que o obtido pelas previsões (tabela 8.20).

Essa grande diferença entre os valores obtidos pelas previsões e pelos métodos de medição pode ter sido causada pelos parâmetros do solo que não

são totalmente conhecidos e determinados. Ressaltando assim, a importância de realizar os métodos de monitoramento de recalques e de prova de carga.

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho, que tem como objetivo verificar e comparar o desempenho das fundações por medições e previsões de recalque, apresenta um estudo de caso realizado em um empreendimento residencial, composto de dois blocos (1 e 2) de 22 pavimentos cada, localizado em Águas Claras – DF.

Os estudos foram desenvolvidos a partir de atividades realizadas na obra e em laboratório, a saber: medição de recalques dos prédios junto a medição de cargas na estrutura, ensaios de resistência e módulo de elasticidade do concreto, prova de carga estática e previsões de recalque pelos métodos de Poulos (1993) e Randolph (1994) .

A seguir serão apresentadas as principais conclusões obtidas bem como recomendações importantes na avaliação do desempenho de fundações.

Monitoramento de Recalque

Pode-se concluir com o presente estudo que o monitoramento de recalques consiste em um ensaio simples e rápido, que auxilia na prevenção de patologias podendo evitar gastos e viabilizar projetos. Além disso, quando realizado desde o início da construção é utilizado como um controle de qualidade das fundações por meio da verificação do desempenho das fundações.

Os resultados de recalque devem ser confiáveis, pois os dados irão subsidiar o projetista, executor e/ou consultor da obra quanto ao desempenho das fundações e em casos extremos a tomada de decisão sobre a necessidade de intervenções (reaterros de cavas, escoramento da estrutura e reforços de fundações), além de fornecer informações importantes para futuros projetos. Neste sentido, destaca-se a necessidade dos serviços serem acompanhados e os resultados analisados por engenheiros, preferencialmente geotécnicos, e executado por equipes qualificadas. Os equipamentos precisam ser calibrados e a metodologia adequada a cada caso e de acordo com o prescrito em norma,

de forma a evitar distorção dos resultados e avaliações equivocadas do desempenho real do edifício.

Os pilares escolhidos para a instalação dos pinos devem ser adequadamente escolhidos, de forma a representar a realidade da obra em termos de cargas dos pilares, carregamento da obra durante a construção e avaliações de distorção angular. Esta escolha deverá ser feita com anuência dos projetistas de estrutura e de fundações e em comum acordo com o engenheiro da obra.

É importante ainda proteger o local de encaixe dos pinos nos pilares, para não acumular sujeiras ao longo da obra, de forma a preservá-los.

Com relação à metodologia adotada neste estudo pode-se concluir que a mesma foi satisfatória, em termos pinos e frequência das leituras de recalque e da instalação do *benchmark*. Os instrumentos de análise dos resultados se mostraram eficazes, pois permitiram uma visualização rápida dos recalques e de fácil interpretação ao longo do tempo.

Os resultados se mostraram satisfatórios dentro das faixas limites estabelecidas pelas bibliografias consagradas com valores pequenos de recalque. Além disso, não foi evidenciada nenhuma distorção angular fora dos limites.

Os máximos resultados de recalque, velocidade de recalque e de distorção angular, ao longo do monitoramento dos blocos, foram da ordem de 4,355mm; 18,93 μ m/dia e 1/2583 no Bloco 1 e de 5,300mm; 23,04 μ m/dia e 1/1564 no Bloco 2, respectivamente.

Instrumentação dos Pilares

A instrumentação de pilares é um tema de pesquisa ainda incipiente, alguns autores citados neste trabalho, estudaram o assunto, mas no estado da arte atual ainda não se tem conhecimento sobre a melhor e mais adequada metodologia para realização destas medições, tais como: instrumentos de medição (*strain gauges*, pinos/paquímetros), localização da instrumentação nos pilares (posições dentro do pilar ou externa a ele), influências da seção do pilar, tipologia do concreto, deformações da estrutura, fluência, etc. A grande

quantidade de variáveis envolvidas dificultam a obtenção de dados exatos e representativos que possam ser considerados nas análises.

A medida de carga em pilares deve ser realizada em paralelo com o controle de recalque e, na escolha dos pilares, deve-se garantir que os pilares instrumentados sejam também os mesmos do monitoramento de recalque.

Nesta pesquisa alguns pilares instrumentados Bloco 2 não coincidiram com os pilares selecionados para instalação de pinos, devido a instrumentação dos pilares ter sido realizada após o nivelamento da obra, quando os pinos de recalque já haviam sido instalados nos pilares.

Quanto aos resultados de medição de carga observou-se uma boa tendência no aumento de cargas dos pilares, ao longo do acompanhamento da obra. As medidas foram diretamente proporcionais ao carregamento da obra, mas apresentou a média 58% acima da média de carga final fornecida pela estrutura quando ainda estava em fase construtiva.

Alguns fatores podem ter influenciado nos resultados, a saber: módulo de elasticidade do concreto simples calculado e medido em laboratório não representar o concreto armado encontrado nos pilares, interpretação das medidas obtidas (transformação de deformação em cargas) e a posição dos *strain gauges* nos pilares que podem não estar adequadamente instalados para medir a carga pontual. Neste caso, novos estudos precisam ser realizados, para confirmação desse acréscimo de carga medido.

Prova de Carga

Nos resultados de prova de carga os valores também se mostram satisfatórios e coerentes, podendo obter o comportamento das estacas sob os carregamentos verticais como subsídio para realização de projetos.

Pelas curvas de carga versus recalque foi possível constatar os distintos comportamentos das estacas, o que reproduziu a estratigrafia variada local e a interação solo-estrutura.

Os ensaios foram realizados em estacas com 50 cm de diâmetro e profundidade de 15 e 13 m. No Bloco 1 obteve-se uma deformação de 1,500 mm na carga de trabalho da estaca (85 tf) e no Bloco 2 a deformação foi de 3,800 mm, carga de trabalho de 86 tf.

Análise Comparativa

Na análise comparativa dos resultados pode-se observar que os recalques medidos foram superiores aos obtidos nas provas de carga (carga de trabalho da estaca), sendo em 50% no Bloco 1 e 3% no Bloco 2.

Ao se medir carga em pilares espera-se valores de recalque sempre maiores quando comparados com recalque medidos em provas de carga (elemento de fundação isolado). Esta influência se deve ao distinto comportamento de grupo de estacas em relação à estaca isolada.

No caso do Bloco 2, a estaca recalcou muito mais na prova de carga do que no Bloco 1, por isso os valores medidos de recalque estão próximos do recalque da estaca. Este fato pode ter ocorrido devido à variabilidade estratigráfica local (geologia local) e ao processo executivo da estaca ensaiada. Mesmo assim, a estaca ensaiada no Bloco 2 teve comportamento satisfatório, dentro do previsto em projeto.

No geral, em termos de recalques medidos, os valores são aceitáveis em termos de distorção angular, e estão dentro do esperado, tomando como base as referências bibliográficas consagradas.

Com base nos resultados obtidos por meio das previsões de carga pelos métodos de Poulos (1993) e Randolph (1994) pode-se confirmar o comportamento esperado do recalque no grupo de estacas ser superior ao recalque obtido por uma estaca isolada.

Quando comparados os recalques previstos dos recalques medidos observa-se uma grande diferença nos valores. Isso pode ter ocorrido devido à complexidade dos métodos de previsão de recalques, os quais dependem dos diversos parâmetros do solo que dependem da grande variabilidade estatigráfica.

Por fim este trabalho apresenta uma contribuição na apresentação de metodologias e análises de resultados de desempenho de fundações, bem como as diversas vantagens de instrumentação de obras, durante a construção, como mais um controle de qualidade na prevenção de patologias.

9.1 Sugestão para pesquisas futuras

O estudo realizado pode servir de orientação para trabalhos posteriores na verificação da validade das análises ou até mesmo no incremento de estudos para melhor aferição de resultados e da verificação do desempenho das fundações. Tais incrementos se dão na instrumentação de todos os elementos estruturais, como vigas, lajes e pilares, para medições de carga e recalques, associado com o controle dos agentes externos, vento, variações de temperatura, etc. Assim como, posterior retroanálise dos parâmetros do solo com base nas previsões de recalque e nos resultados obtidos por medições.

A análise da influência das construções vizinhas na interação solo-estrutura e a demonstração de como se apresenta a variação dos esforços nas estruturas, também são sugestões interessantes para a realização de pesquisas futuras.

10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1985). **Segurança de escavação a céu aberto – Procedimento: NBR-9061**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 31p.

ABNT (2001). **Solo – Sondagens de simples reconhecimentos com SPT – Método de ensaio: NBR-6484**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 17p.

ABNT (2003). **Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova: NBR-5738**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 6p.

ABNT (2006). **Estaca – Prova de carga estática – Método de ensaio: NBR-12131**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 8p.

ABNT (2007). **Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos: NBR-5739**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 9p.

ABNT (2007). **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento: NBR-6118**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 221p.

ABNT (2008). **Concreto – determinação do módulo de elasticidade à compressão: NBR-8522**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 16p.

ABNT (2010). **Projeto e execução de fundações: NBR-6122**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 91p.

ALONSO, U.R. (2011). **Previsão e controle das fundações**, 2.ed., São Paulo, Bluncher, 142p.

BAHIA, G. A. D., MOTA, N. M. B., JOFFILY, I. A. (2012). **Estudo de caso: Monitoramento de recalque em um edifício durante a construção, como ferramenta para identificação de patologias**. In: XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica COBRAMSEG, 2012, Porto de Galinhas – PE, p. 133.

BAHIA, G. A. D., OLIVEIRA, R. A. P. A. L., MOTA, N. M. B. (2013). **Análise do desempenho de fundações em empreendimento localizado no Distrito Federal**. In: 3º Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro-Oeste GEOCENTRO, Cuiabá – MT, p. 144 – 150.

BURLAND, J. B., BROMS, B. B., MELLO, V. F. B (1977). **Behaviour of foundations and structures**. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. & FdnEngng. Tokyo. Japanese Soc. Soil Mech. & FdnEngng.

COSTA NUNES, A. J. (1956). **Curso de mecânica dos solos e fundações**. Rio de Janeiro: Globo.

CERQUEIRA, G. N. (2009). **Eficiência de grupos de estacas: revisão e aplicação dos métodos em três tipos de fundações**. Universidade

Estadual de Feira de Santana, Departamento de Tecnologia, Graduação em Engenharia Civil, 110p.

DANZIGER, B.R., DANZIGER, F.A.B., CRISPEL, F.A. (2000), **A medida dos recalques desde o início da construção como um controle de qualidade das fundações**. Anais do 4º seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia, SEFE IV, v. 1, pp. 191-202, São Carlos.

FONTE, A. O. C. et al. (1994). **Interação solo-estrutura em edifícios altos**. In: Congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia de fundações, Nº 10, Foz do Iguaçu, 1994. Anais. São Paulo, ABMS. Vol. 1, pp. 239-46; apud HOLANDA Jr, O. G. (1998).

FRASER, R.A., WARDLE, L.J. (1976). **Numerical Analysis of Rectangular Rafts on Layered Foundations**. Géotechnique, v.26, n. 4, pp. 613-630.

GONÇALVES, J. C. (2004). **Avaliação da influência dos recalques das fundações na variação de cargas dos pilares de um edifício**. Mestrado, Engenharia Civil COPPE/UFRJ, RJ, 126p.

GOSHY, B. (1978). **Soil-foundation-structure interaction**. Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 104, nº ST5, pp. 749-761.

GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A., (1994). **Avaliação da influência da interação solo-estrutura em edificações**. In: X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, v. 2, pp. 447/454, Salvador, Bahia, Brasil.

GUSMÃO FILHO, J.A.,(1995). **Contribuição à Prática de Fundações: A Experiência de Recife**. Tese de Concurso para Professor Titular da Escola de Engenharia da UFPE, Pernambuco, PE.

LIMA, C. I. A.; SILVA, R. J. C.; SILVA FILHO, F. C. (2008). **Estudo da redistribuição de esforços em edificações com recalques diferenciais**. Anais do 50º congresso brasileiro do concreto CBC2008, IBRACON, Salvador, Bahia, 9p.

MEYERHOF, G. G. (1953). **Some recente foundation research and its application to design**. Structural Engineering, v. 31, pp. 151-167, Londres.

MEYERHOF, G. G. (1959). **Compaction of sands and bearing capacity of piles**. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, v. 85, SM6, pp. 1-29.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F (2005). **Patologia das fundações**. Oficina de textos, SP.

MOTA, M. M. C. (2009). **Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados no campo**. Doutorado, Engenharia de estruturas, USP, São Carlos, SP, 222p.

MOURA, A. R. L. U. (1995). **Interação solo-estrutura em edifícios**. Mestrado, Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, PE, 135p.

POULOS, H. G. (1993). **Settlement prediction for bored pile groups**. Proc. 2nd Int. Seminar on Deep Foundations, Ghent. P. 103-117.

POULOS, H. G., DAVIS, E. H. (1980). **Pile foundations analysis and design**. John Wiley and Sons, New York, 397p.

PORTO, T. B. (2010). **Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com a estrutura de fundação**. Mestrado, Engenharia de estruturas, UFMG, Belo Horizonte, MG, 220p.

RANDOLPH, M. F. (1994). **Design of piled raft foundations**. Cambridge University, Eng. Depart. Research Report, Soils TR143.

REIS, J. H. C. (2000). **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole**. Dissertação de mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, p. 155.

SALES, M. M. (2000). **Análise do comportamento de sapatas estaqueadas**. Doutorado, Geotecnia, Universidade de Brasília, DF, 257p.

SILVA, P. A. B. A; CINTRA, J. C. A. (1996). **Capacidade de carga de grupo de estacas escavadas de pequeno diâmetro**. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE III), São Paulo.

SOARES, J. M. (2004). **Estudo numérico-experimental da interação solo-estrutura em dois edifícios do distrito federal**. Doutorado, Geotecnia, Universidade de Brasília, DF, 263p.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (1997). **Fundações Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais e Fundações Profundas**. Vol. Completo, São Paulo, Oficina de textos, 2010, 568p.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (2011). **Fundações, critérios de projeto – investigação do subsolo – fundações superficiais**. 2ª ed., vol.1, oficina de textos, SP, 224p.

ANEXOS

Anexo A - Recalque total e média de vel. de recalque no período Δt da 1ª, 2ª, 3ª e 4ª medições do Bloco 1.

Bloco 1													
Pilares	Data	Data	Data	Data	Data	$\Delta t = 28$ dias		$\Delta t = 70$ dias		$\Delta t = 140$ dias		$\Delta t = 230$ dias	
	15/12/11	12/01/12	23/02/12	03/05/12	01/08/12								
	Niv.	1ª Med.	2ª Med.	3ª Med.	4ª Med.								
	Cota de Ref. (mm)	Cota de Ref.(mm)	Cota de Ref. (mm)	Cota de Ref. (mm)	Cota de Ref. (mm)	Rec. Total (mm)	Vel. de Rec. ($\mu\text{m}/\text{dia}$)	Rec. Total (mm)	Vel. de Rec. ($\mu\text{m}/\text{dia}$)	Rec. Total (mm)	Vel. de Rec. ($\mu\text{m}/\text{dia}$)	Rec. Total (mm)	Vel. de Rec. ($\mu\text{m}/\text{dia}$)
P101	2532,355	2531,915	2531,095	2529,760	-	0,440	15,71	1,260	18,00	2,660	19,00	-	-
P107	2504,940	2504,810	2503,810	2502,580	2501,745	0,130	4,64	1,130	16,14	2,520	18,00	3,195	13,89
P108	2492,490	2492,870	2491,760	2490,735	2490,505	- 0,380	-	0,730	10,43	1,755	12,54	1,985	8,63
P111	2460,285	2459,880	2458,845	2457,940	2457,465	0,405	14,46	1,440	20,57	2,460	17,57	2,820	12,26
P117	2660,600	2660,580	2660,140	2658,945	-	0,020	0,71	0,460	6,57	1,655	11,82	-	-
P120	2469,710	2469,030	2468,150	2467,430	2466,460	0,680	24,29	1,560	22,29	2,415	17,25	3,250	14,13
P121	2761,750	2761,820	2760,235	2758,830	2758,070	- 0,070	-	1,515	21,64	2,920	20,86	3,680	16,00

P125	2470,015	2469,720	2469,040	2467,500	2466,065	0,295	10,54	0,975	13,93	2,515	17,96	3,950	17,17
P130	2517,930	2517,990	2517,345	2516,910	2516,655	- 0,060	-	0,585	8,36	1,195	8,54	1,275	5,54
P132	2325,480	2325,880	2324,940	2325,620	2323,070	- 0,400	-	0,540	7,71	0,210	1,50	2,410	10,48
P133	2552,535	2551,670	2551,045	2550,635	2550,710	0,865	30,89	1,490	21,29	1,900	13,57	1,825	7,93
P134	2600,235	2600,315	2598,690	2598,930	2597,170	- 0,080	-	1,545	22,07	1,655	11,82	3,065	13,33
P137	2548,955	2548,050	2546,960	2546,165	2544,600	0,905	32,32	1,995	28,50	2,790	19,93	4,355	18,93
P138	2459,670	2459,830	2458,205	2457,415	2456,545	- 0,160	-	1,465	20,93	2,255	16,11	3,125	13,59
P139	2520,110	2519,865	2518,155	2518,350	2516,390	0,245	8,75	1,955	27,93	2,110	15,07	3,720	16,17

Anexo B - Recalque total e média de vel. de recalque no período Δt da 1ª, 2ª, 3ª e 4ª medições do Bloco 2.

Bloco 2													
Pilares	Data	Data	Data	Data	Data	Tt = 28 dias		Tt = 70 dias		Tt = 140 dias		Tt = 230 dias	
	15/12/11	12/01/12	23/02/12	03/05/12	01/08/12								
	Niv.	1ª Med.	2ª Med.	3ª Med.	4ª Med.								
	Cota de Ref. (mm)	Cota de Ref. (mm)	Cota de Ref. (mm)	Cota de Ref. (mm)	Cota de Ref. (mm)	Rec. Total (mm)	Vel. de Rec. (µm/dia)	Rec. Total (mm)	Vel. de Rec. (µm/dia)	Rec. Total (mm)	Vel. de Rec. (µm/dia)	Rec. Total (mm)	Vel. de Rec. (µm/dia)
P209	2574,555	2572,530	2570,510	2568,905	2569,655	2,025	72,32	4,045	57,79	5,650	40,36	4,890	21,26
P212	2497,735	2495,510	2493,950	2493,170	2493,695	2,225	79,46	3,785	54,07	4,565	32,61	4,040	17,57
P218	2680,600	2679,040	2676,860	2677,180	2676,540	1,560	55,71	3,740	53,43	3,420	24,43	4,060	17,65
P223	2478,780	2478,405	2476,140	2474,610	2475,045	0,375	13,39	2,640	37,71	4,170	29,79	3,735	16,24
P225	2530,370	2529,925	2528,160	2527,405	2525,895	0,445	15,89	2,210	31,57	2,965	21,18	4,475	19,46
P226	2611,480	2609,810	2609,650	2607,620	2606,180	1,670	59,64	1,830	26,14	3,860	27,57	5,300	23,04
P233	2551,475	2550,555	2550,355	2548,445	2546,980	0,920	32,86	1,120	16,00	3,030	21,64	4,495	19,54
P234	2563,640	2562,325	2560,445	2558,830	2559,080	1,315	46,96	3,195	45,64	4,810	34,36	4,560	19,83
P235	2558,510	2558,270	2558,000	2556,900	2555,550	0,240	8,57	0,510	7,29	1,610	11,50	2,960	12,87
P237	2575,000	2575,340	2573,640	2573,350	2572,540	- 0,340	-	1,360	19,43	1,650	11,79	2,460	10,70
P238	2548,425	2547,750	2545,760	2545,630	2545,930	0,675	24,11	2,665	38,07	2,795	19,96	2,495	10,85
P240	2472,270	2470,650	2468,860	2467,515	-	1,620	57,86	3,410	48,71	4,755	33,96	-	-

Anexo C - Dados do ensaio.

Dados Preliminares e Resistências à Compressão

CP	Carga (Kgf)	Diâmetro (mm)	Tensão (MPa)	Valores Adotados	
R1	22,920	100,82	28,72	Fc(MPa):	28,55
R2	22,090	101,20	27,48	0,3.fc:	8,56
R4	23,245	100,30	29,43		

Anexo D - Resultados do ensaio do corpo de prova 1.

CP M1	Leitura (mm)		ϵ		Média ϵ	Módulo GPa	Carga de ruptura (Kgf)
Tensão (MPa)	Exten. 01	Exten. 02	Exten. 01	Exten. 02	0,000E+00	33,583	21,640
0	0,252	0,583	0,000E+00	0,000E+00			
0,5	0,254	0,582	2,000E-05	1,000E-05			
8,56	0,287	0,599	3,500E-04	2,700E-04	2,550E-04	26,85	101,30

Anexo E - Resultados do ensaio do corpo de prova 2.

CP M2	Leitura (mm)		ϵ		Média ϵ	Módulo GPa	Carga de ruptura (Kgf)
Tensão (MPa)	Exten. 01	Exten. 02	Exten. 01	Exten. 02	0,000E+00	31,608	21,440
0	0,222	0,524	0,000E+00	0,000E+00			
0,5	0,224	0,523	2,000E-05	1,000E-05			
8,56	0,249	0,497	3,700E-04	2,700E-04	2,700E-04	26,89	100,75

Anexo F - Resultados do ensaio do corpo de prova 3.

CP M3	Leitura (mm)		ϵ		Média ϵ	Módulo GPa	Carga de ruptura (Kgf)
Tensão (MPa)	Exten. 01	Exten. 02	Exten. 01	Exten. 02	0,000E+00	30,415	24,250
0	0,179	0,543	0,000E+00	0,000E+00			
0,5	0,180	0,542	1,000E-05	1,000E-05			
8,56	0,210	0,519	3,100E-04	2,400E-04	2,750E-04	31,00	99,80